



EDU JOSÉ FRANCO



**DIMENSIONAMENTO DE BACIAS DE DETENÇÃO DAS ÁGUAS
PLUVIAIS COM BASE NO MÉTODO RACIONAL**

**Dissertação apresentada como requisito
parcial para obtenção do título de
Mestre no Programa de Pós-graduação
em Engenharia de Recursos Hídricos e
Ambiental do Setor de Tecnologia da
Universidade Federal do Paraná.**

Orientador: Profº Heinz Dieter Fill

CURITIBA

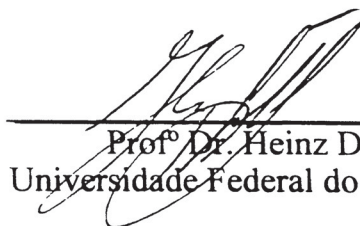
DEZEMBRO 2004

**DIMENSIONAMENTO DE BACIAS DE DETENÇÃO DAS ÁGUAS
PLUVIAIS COM BASE NO MÉTODO RACIONAL**

EDU JOSÉ FRANCO

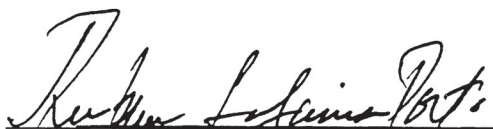
Dissertação aprovada como requisito parcial a obtenção do título de Mestre no Programa de Pós-graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental do Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná, pela comissão formada pelos professores:

PRESIDENTE:

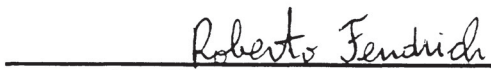


Prof^o Dr. Heinz Dieter Fill
Universidade Federal do Paraná - UFPR

MEMBROS:



Prof^o Dr. Rubem La Laina Porto
Escola Politécnica da USP



Prof^o Dr. Roberto Fendrich
Universidade Federal do Paraná - UFPR



Prof^a Dra. Miriam Rita Moro Mine
Universidade Federal do Paraná - UFPR

Curitiba, 16 de Dezembro de 2004

SUMÁRIO

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS	vi
LISTA DE SÍMBOLOS	vii
LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE TABELAS	x
RESUMO	xi
ABSTRACT	xii
1 INTRODUÇÃO	1
2 PROPAGAÇÃO DE VAZÕES EM RESERVATÓRIOS	6
2.1 HIDROGRAMA AFLUENTE	6
2.2 A QUESTÃO DO ARMAZENAMENTO EM BACIAS	7
2.2.1 Método do Soil Conservation Service	8
2.2.2 Modelo de Reservatório Linear	9
2.2.3 Coeficientes Empíricos de Armazenamento	11
2.2.4 Método de Watkins	13
2.3 HIDROGRAMA EFLUENTE	15
2.3.1 Dispositivos de Controle	15
2.3.2 Vazão Máxima Efluente	18
2.3.3 Método de Puls	19
2.4 AS SIMPLIFICAÇÕES EXISTENTES	26
3 MÉTODO RACIONAL	45
3.1 HISTÓRICO	45
3.2 CONSIDERAÇÕES GERAIS	45
3.3 AVALIAÇÃO DAS HIPÓTESES SIMPLIFICADORAS	50
3.3.1 Distribuição da Precipitação	50
3.3.2 Armazenamento da Bacia	55
3.3.3 Efeito da Urbanização	57

3.4	USO DO MÉTODO RACIONAL EM BACIAS URBANAS	58
3.5	VARIÁVEIS INTERVENIENTES	61
3.5.1	Tempo de Recorrência	61
3.5.2	Coeficiente de Escoamento Superficial	64
3.5.3	Tempo de Concentração	75
3.5.3.1	Método Cinemático	76
3.5.3.2	Fórmula de Kirpich	79
3.5.3.3	Califórnia Culverts Practice (E.U.A.)	79
3.5.3.4	Federal Aviation Agency (E.U.A.)	80
3.5.3.5	Método da Onda Cinemática	80
3.5.3.6	Fórmula do Soil Conservation Service – SCS (E.U.A.)	81
3.5.3.7	Método Cinemático do Soil Conservation Service - SCS (E.U.A.)	82
3.5.3.8	Fórmula de Dooge	83
3.5.3.9	Fórmula de Bransby-Williams	83
3.5.3.10	Fórmula de Johnstone	83
3.5.3.11	Fórmula do ex-DNOS	84
3.5.3.12	Fórmula de Arnell	84
3.5.3.13	Fórmula de Tsuchiya	85
3.5.3.14	Variabilidade com a Impermeabilização	86
3.6	INTENSIDADE DA PRECIPITAÇÃO PLUVIAL	87
4	MÉTODO PROPOSTO	96
4.1	JUSTIFICATIVA	96
4.2	DEFINIÇÃO DA CHUVA CRÍTICA	100
4.3	VOLUME DE DETENÇÃO	104
5	ESTUDO DE CASO – BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO RESSACA	109
5.1	DESCRIÇÃO GERAL DA BACIA	109

5.2 PARÂMETROS BÁSICOS	113
5.2.1 Intensidade da Precipitação	113
5.2.2 Vazão Efluente	114
5.2.3 Coeficiente de Escoamento Superficial	115
5.2.3.1 Tempo de Concentração	116
5.3 APLICAÇÃO DO MÉTODO PROPOSTO	117
6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	127
7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	129
ANEXOS	132

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ASCE	- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS
CEHPAR	- CENTRO DE HIDRÁULICA E HIDROLOGIA PARIGOT DE SOUZA
DAEE	- DEPARTAMENTO DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA
CETESB	- COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL
DER/SP	- DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO
DNOS	- DEPARTAMENTO NACIONAL DE OBRAS DE SANEAMENTO
EUA	- ESTADOS UNIDOS DA AMÉRICA
HEC	- HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER (UNIDADE DE PESQUISA DO U.S. CORPS OF ENGINEERS)
RAS	- RIVER ANALYSIS SYSTEM
HMS	- MODELO DE TRANSFORMAÇÃO CHUVA-VAZÃO
HU	- HIDROGRAMA UNITÁRIO
HUI	- HIDROGRAMA UNITÁRIO INSTANTÂNEO
HUS	- HIDROGRAMA UNITÁRIO SINTÉTICO
IDF	- INTENSIDADE-DURAÇÃO-FREQÜÊNCIA
INEMET	- INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA
IPH	- INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS DA UFRS
IPH2	- MODELO DE TRANSFORMAÇÃO CHUVA - VAZÃO DO IPH
PMPA	- PREFEITURA MUNICIPAL DE PORTO ALEGRE
PMSP	- PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO
RMC	- REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA
RS	- ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL
SCS	- SOIL CONSERVATION SERVICE
SMOV	- SECRETARIA MUNICIPAL DE OBRAS VIÁRIAS
SUCEAM	- SUPERINTENDÊNCIA DO CONTROLE DE EROSÃO E SANEAMENTO AMBIENTAL
SUDERHSA	- SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DOS RECURSOS HÍDRICOS E SANEAMENTO AMBIENTAL
UK	- UNITED KINGDOM (REINO UNIDO)
USBR	- UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION
UFPR	- UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
UFRS	- UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
USA	- ESTADOS UNIDOS DA AMÉRICA

LISTA DE SÍMBOLOS

Δt	- INTERVALO DE TEMPO
dt	- DERIVADA EM RELAÇÃO AO TEMPO
d_t	- DURAÇÃO DA CHUVA
ha	- HECTARES
i_t	- INTENSIDADE DA CHUVA COM DURAÇÃO d_t
m	- COEFICIENTE DADO EM FUNÇÃO DA GEOMETRIA DO CANAL
n	- COEFICIENTE DE RUGOSIDADE DO CANAL, OU DE MANNING
q	- VAZÃO POR UNIDADE DE LARGURA
t	- TEMPO OU TEMPO DE DURAÇÃO DO EVENTO
$t, t+1$	- ÍNDICES DE TEMPO
t_c	- TEMPO DE CONCENTRAÇÃO
y	- PROFUNDIDADE DO ESCOAMENTO
A	- ÁREA
C	- COEFICIENTE DE DESCARGA OU DE DEFLÚVIO OU DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL
C_D	- COEFICIENTE DE DESCARGA DO ORIFÍCIO
CN	- NÚMERO DA CURVA CORRESPONDENTE À OCUPAÇÃO DO SOLO
D	- DIÂMETRO DO TUBO
I	- VAZÃO DE ENTRADA
$i(t)$	- PRECIPITAÇÃO SOBRE A BACIA, NUM DADO INSTENTE
K	- COEFICIENTE DE ARMAZENAMENTO OU DE ESCOAMENTO
L_w	- LARGURA EFETIVA DO VERTEDOR
L	- COMPRIMENTO DO TALVEGUE
P	- PRECIPITAÇÃO
PE	- PRECIPITAÇÃO EFETIVA
Q	- VAZÃO, VAZÃO EFLUENTE
Q_a	- VAZÃO AFLUENTE MÁXIMA
Q_e	- VAZÃO EFLUENTE MÁXIMA
$Q_a(t)$	- VAZÃO AFLUENTE NO TEMPO t
$Q_e(t)$	- VAZÃO EFLUENTE NO TEMPO t
$Q(t)$	- VAZÃO NO EXUTÓRIO DA BACIA , NUM DADO INSTANTE
Q_i	- VAZÃO EFLUENTE NO INSTANTE i
R	- FATOR DE AMORTECIMENTO
T_r	- TEMPO DE RECORRÊNCIA
S	- DECLIVIDADE DO TALVEGUE, VOLUME ARMAZENADO
S_i	- ARMAZENAMENTO NO INSTANTE i
U	- ÍNDICE DE URBANIZAÇÃO DA BACIA
V	- VOLUME DO RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO
$V_a(t)$	- VOLUME DA VAZÃO AFLUENTE NO TEMPO t
$V_e(t)$	- VOLUME DA VAZÃO EFLUENTE NO TEMPO t
Z	- COTA DA LINHA DE ÁGUA
Z_o	- COTA DO EIXO DO ORIFÍCIO
Z_w	- COTA DA SOLEIRA DO VERTEDOR

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1	- ESQUEMA TÍPICO DE UMA BACIA DE DETENÇÃO	3
FIGURA 2	- HIDROGRAMA AFLUENTE, HIDROGRAMA EFLUENTE E VOLUME RETIDO	4
FIGURA 3	- HIDROGRAMAS DO MÉTODO RACIONAL PARA CHUVAS COM DURAÇÃO IGUAL AO TEMPO DE CONCENTRAÇÃO	7
FIGURA 4	- COEFICIENTE DE ARMAZENAMENTO DE ACORDO COM AITKEN E VALORES MÍNIMOS DO COEFICIENTE DE ABATIMENTO CS	8
FIGURA 5	- RELAÇÃO ENTRE O TOTAL PRECIPITADO E O ESCOADO SUPERFICIALMENTE, EM FUNÇÃO DA COBERTURA E DO USO DO SOLO (CN)	9
FIGURA 6	- EXEMPLO DO CÁLCULO DE ESCOAMENTO EM CONDUTOS LEVANDO EM CONTA O ARMAZENAMENTO	13
FIGURA 7	- COMPORTAMENTO DO COEFICIENTE DE DESCARGA EM VERTEDORES, PARA UNIDADES DO SISTEMA INGLES ($\text{ft}^{-1/3}$)	16
FIGURA 8	- VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE DESCARGA PARA ORIFÍCIOS	17
FIGURA 9	- RELAÇÃO ENTRE A ÁREA DA BACIA E A VAZÃO MÉDIA DE ENCHENTE NA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA	19
FIGURA 10	- CURVA COTA X VOLUME PARA O RIO RESSACA NA SEÇÃO DE ESTUDO	22
FIGURA 11	- CURVA DE DESCARGA PARA O RIO RESSACA NA SEÇÃO DE ESTUDO	23
FIGURA 12	- RELAÇÃO ENTRE O VOLUME ARMAZENADO E A VAZÃO EFLUENTE PARA O RIO RESSACA NA SEÇÃO DE ESTUDO	23
FIGURA 13	- FUNÇÃO AUXILIAR DO MÉTODO DE PULS	24
FIGURA 14	- HIDROGRAMAS AFLUENTE E EFLUENTE PELO MÉTODO DE PULS PARA $TR=25$ ANOS	24
FIGURA 15	- EVOLUÇÃO DO VOLUME ARMAZENADO	25
FIGURA 16	- EVOLUÇÃO DO NÍVEL DE ÁGUA NO RESERVATÓRIO	25
FIGURA 17	- VARIAÇÃO DE K EM FUNÇÃO DO ABATIMENTO	39
FIGURA 18	- AVALIAÇÃO DOS VOLUMES DE DETENÇÃO SEGUNDO A FAA.	41
FIGURA 19	- DEFINIÇÃO DO TEMPO DE CONCENTRAÇÃO	46
FIGURA 20	- RELAÇÃO ENTRE O VOLUME ESCOADO E O TEMPO DE VAZÃO	48
FIGURA 21	- HIDROGRAMA DO MÉTODO RACIONAL PARA UMA CHUVA DE DURAÇÃO QUALQUER	49
FIGURA 22	- SEÇÕES ESQUEMÁTICAS DE FRENTES DE PRECIPITAÇÃO	51
FIGURA 23	- DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DA CHUVA EM FUNÇÃO DA ÁREA DA BACIA E DA DURAÇÃO DA PRECIPITAÇÃO	53
FIGURA 24	- RELAÇÃO ENTRE A INTENSIDADE MÁXIMA E A MÉDIA DE CHUVAS NA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA	54
FIGURA 25	- EVOLUÇÃO DA VAZÃO DE PICO NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO TSURUMI - JAPÃO	57
FIGURA 26	- AUMENTO DA VAZÃO SUPERFICIAL DEVIDO À URBANIZAÇÃO DA ÁREA	58
FIGURA 27	- TENDÊNCIA GERAL DA RELAÇÃO POPULAÇÃO x IMPERMEABILIZAÇÃO EM BACIAS HIDROGRÁFICAS URBANAS	70
FIGURA 28	- COEFICIENTE DE DEFLÚVIO PELO CRITÉRIO DE FANTOLI	73

FIGURA 29	- COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL EM FUNÇÃO DA INTENSIDADE DA CHUVA E DO TIPO DO TERRENO.....	74
FIGURA 30	- RELAÇÃO IDF PARA A ESTAÇÃO CURITIBA. PRADO VELHO	89
FIGURA 31	- COMPARAÇÃO DAS RELAÇÕES IDF PROPOSTAS PARA CURITIBA PARA TEMPO DE RECORRÊNCIA DE 10 ANOS	94
FIGURA 32	- HIDROGRAMA TÍPICO NUMA BACIA DE DETENÇÃO	98
FIGURA 33	- EVOLUÇÃO DO VOLUME RETIDO EM FUNÇÃO DA DURAÇÃO DA CHUVA	99
FIGURA 34	- RELAÇÃO ENTRE i_s , t_d E T_r PARA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA	103
FIGURA 35	- VOLUME DE DETENÇÃO PARA VAZÃO EFLUENTE CONSTANTE	105
FIGURA 36	- VOLUME DE DETENÇÃO PARA VARIAÇÃO LINEAR DA VAZÃO EFLUENTE	106
FIGURA 37	- LOCALIZAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO RESSACA	109
FIGURA 38	- DURAÇÃO DA CHUVA CRÍTICA EM FUNÇÃO DO TEMPO DE RECORRÊNCIA E DA VAZÃO EFLUENTE.....	118
FIGURA 39	- VOLUME DE DETENÇÃO MÁXIMO, EM FUNÇÃO DO TEMPO DE RECORRÊNCIA DA VAZÃO EFLUENTE E DO DIPOSITIVO DE DESCARGA	119
FIGURA 40	- RELAÇÃO ENTRE i_s E t_d E T_r PARA $t_c = 86$ min NA BACIA DO RIO RESSACA	120
FIGURA 41	- VARIAÇÃO DO VOLUME DE DETENÇÃO EM FUNÇÃO DO TEMPO DE CONCENTRAÇÃO DA BACIA	121
FIGURA 42	- COMPARAÇÃO DOS VOLUMES DE DETENÇÃO NA BACIA DO RIO RESSACA CALCULADOS SEGUNDO ALGUNS DOS AUTORES PESQUISADOS.....	125

LISTA DE TABELAS

TABELA 1	- VOLUMES ADIMENSIONAIS DE DETENÇÃO EM FUNÇÃO DA VAZÃO ADIMENSIONAL	33
TABELA 2	- TEMPO DE RECORRÊNCIA EM FUNÇÃO DO TIPO DE OBRA	62
TABELA 3	- TEMPO DE RECORRÊNCIA EM FUNÇÃO DO TIPO DE OBRA DE ACORDO COM DER/SP.....	63
TABELA 4	- TEMPO DE RECORRÊNCIA EM FUNÇÃO DA OCUPAÇÃO.....	63
TABELA 5	- RESUMO DA AVALIAÇÃO DO TEMPO DE RECORRÊNCIA EM FUNÇÃO DA VIDA ÚTIL E DO RISCO ADMISSÍVEL	64
TABELA 6	- RISCO EM FUNÇÃO DO TEMPO DE RECORRÊNCIA E DA VIDA ÚTIL DA OBRA	64
TABELA 7	- COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL DIRETO	65
TABELA 8	- ESCOAMENTO SUPERFICIAL EM ÁREAS COM FLORESTA E DESCOBERTAS	66
TABELA 9	- COEFICIENTES DE ESCOAMENTO (C) EM FUNÇÃO DA SUPERFÍCIE	66
TABELA 10	- COEFICIENTES DE ESCOAMENTO (C) EM FUNÇÃO DA OCUPAÇÃO	67
TABELA 11	- COEFICIENTE DE ESCOAMENTO PARA ÁREAS RURAIS	67
TABELA 12	- COEFICIENTES DA FÓRMULA DE HOAD PARA “C”	71
TABELA 13	- LIMITES DO COEFICIENTE DE ESCOAMENTO (C)	75
TABELA 14	- COEFICIENTE DE ESCOAMENTO EM SUPERFÍCIES E CALHAS RAZAS (C_v)	76
TABELA 15	- COEFICIENTES DE MANNING	80
TABELA 16	- VELOCIDADE MÉDIA (v) PARA O CÁLCULO DE t_c	81
TABELA 17	- COEFICIENTE “K” DA FÓRMULA DO DNOS.....	83
TABELA 18	- POSTOS PLUVIOMÉTRICOS E PLUVIOGRÁFICOS NA RMC.....	89
TABELA 19	- VALORES DE “A”	91
TABELA 20	- VALORES DE “B”	91
TABELA 21	- VALORES DE “ H_{ot} ” E “N” PARA CURITIBA	92
TABELA 22	- VALORES DE i_s EM FUNÇÃO DE t E t_d	103
TABELA 23	- CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA BACIA DO RIO RESSACA	110
TABELA 24	- RELAÇÃO COTA X VOLUME	111
TABELA 25	- OBRAS DE TRANSPOSIÇÃO A JUSANTE DA AVENIDA RUI BARBOSA	111
TABELA 26	- DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL (C).....	114
TABELA 27	- TEMPO DE CONCENTRAÇÃO.....	115
TABELA 28	- CÁLCULO DOS VOLUMES DE DETENÇÃO COM $t_c=86\text{min}$ E $Q_s=12,7 \text{ m}^3/\text{s}$	117
TABELA 29	- CÁLCULO DOS VOLUMES DE DETENÇÃO COM $t_c=86\text{min}$ E $Q_s=26,0 \text{ m}^3/\text{s}$	118
TABELA 30	- DURAÇÃO CRÍTICA PARA DIVERSOS VALORES DE VAZÃO EFLUENTE.....	119
TABELA 31	- CÁLCULO DOS VOLUMES DE DETENÇÃO COM $t_c=146\text{min}$ E $Q_s=12,7 \text{ m}^3/\text{s}$	120
TABELA 32	- CÁLCULO DOS VOLUMES DE DETENÇÃO COM $t_c=146\text{min}$ E $Q_s=26,0 \text{ m}^3/\text{s}$	121
TABELA 33	- PARÂMETROS UTILIZADOS PARA APLICAÇÃO DO MÉTODO DO SCS.....	122
TABELA 34	- COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DO MÉTODO RACIONAL E DO HIDROGRAMA UNITÁRIO PARA O RIO RESSACA.....	123
TABELA 35	- DIFERENÇA RELATIVA ENTRE O MÉTODO RACIONAL E O MÉTODO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO	123

RESUMO

O presente trabalho de pesquisa desenvolveu uma proposta para determinação da chuva crítica para o dimensionamento de bacias de retenção das águas pluviais, baseada no método racional. Nesse contexto, entende-se como chuva crítica aquela cuja combinação de intensidade e duração para um dado tempo de retorno, gera o máximo de volume de retenção na bacia, para uma vazão efluente definida.

No desenvolvimento do método proposto, foram discutidas as bases teóricas do método racional, avaliando-se a extensão de suas simplificações e os limites de sua aplicabilidade, no caso de bacias hidrográficas urbanas. Discutem-se, também, vários métodos propostos para determinação do tempo de concentração, do coeficiente de escoamento superficial e da relação intensidade - duração - frequência das precipitações da Região Metropolitana de Curitiba.

Um exemplo de aplicação para a bacia hidrográfica do Rio Ressaca (12,92 km²), foi incluído, onde se comparou o resultado do método proposto com o método do hidrograma unitário do SCS – Soil Conservation Service dos EUA – Estados Unidos da América.

Concluiu-se que no caso de bacias urbanas o método proposto, apesar de sua simplicidade, oferece resultados razoavelmente precisos para áreas até a ordem de 10 km² e tempos de retorno superiores a 5 anos.

Palavras-chave : dimensionamento de bacias de retenção, controle de enchentes, método racional.

ABSTRACT

This work presents a proposal for the estimation of the critical storm duration, for detention basin design, based on the rational method. The critical storm was defined as the combination of rainfall intensity and duration which generates, for a given return period, the maximum stormwater detention volume for a defined outflow.

Within this thesis the theoretical background of the rational method was discussed as well as its simplifications and limitations in the case of urban basins.

The usual methods for determination of the time of concentration, run-off coefficients, and intensity - duration – frequency relations for precipitations, are discussed in particular for the Curitiba Metropolitan Region.

An application to the Rio Ressaca Basin (12,92 km²) is also presented including a comparison of the proposed method with the SCS unit hydrograph method.

This comparison showed that for urban basins the proposed method, despite its simplicity, is reasonably accurate for areas up to, at least 10 km² and return period in excess of 5 years.

Keywords : design of detention basins, flood control, rational method.

1 INTRODUÇÃO

Este trabalho propõe um método para determinação da chuva crítica, necessária ao dimensionamento de bacias de retenção das águas pluviais, baseado no método racional. Entendendo-se como chuva crítica aquela cuja combinação da sua intensidade e duração gera o máximo volume de retenção, dada a vazão efluente e o tempo de recorrência do evento.

São comentadas as bases do método racional, avaliando-se a extensão das simplificações inerentes ao método e os limites de sua aplicabilidade, particularmente no caso de bacias hidrográficas urbanas.

O trabalho também discute métodos e fórmulas para determinação do tempo de concentração, do coeficiente de escoamento superficial e da distribuição temporal da precipitação, particularmente para a Região Metropolitana de Curitiba. Um exemplo de aplicação da formulação proposta para a bacia hidrográfica do Rio Ressaca, também é apresentado.

O presente trabalho é organizado em seis capítulos sendo que, após a introdução (capítulo 1), o capítulo 2 descreve a essência do controle de cheias em reservatórios; o capítulo 3 analisa o método racional e suas simplificações; o capítulo 4 desenvolve as bases do método proposto; o capítulo 5 apresenta o estudo do caso e o capítulo 6 mostra as principais conclusões e recomendações.

Os prejuízos e transtornos causados pelas enchentes são, desde o início da civilização, um dos grandes entraves ao desenvolvimento contínuo da sociedade. Com a densificação dos agregados urbanos, mais do que um simples impedimento ao transporte ou perda de colheitas, as cheias têm provocado perdas econômicas significativas, além de doenças e epidemias, em muitos casos resultando na perda de vidas humanas.

Deste modo o problema das cheias, e em particular, das cheias urbanas, tem levado inúmeros pesquisadores a buscar uma solução efetiva para o seu controle. O

controle de cheias é entendido como o conjunto de medidas que visa reduzir os seus impactos ou a neutralização das consequências da interferência antrópica que tende em geral a agravar as cheias.

As medidas de proteção e controle de enchentes baseiam-se em geral no equilíbrio entre o custo das medidas mitigadoras e a redução dos prejuízos causados pelas enchentes.

Existem várias soluções técnicas para o controle de cheias urbanas, sendo que os chamados métodos estruturais incluem reservatórios ou bacias de retenção, retificação e canalização de rios, construção de diques e polders. Outra abordagem para o controle de cheias urbanas consiste nas chamadas soluções não estruturais como o zoneamento urbano, a convivência com cheias, sistemas de alerta, construções mais apropriadas e sistemas de seguro enchente. Neste trabalho apenas o método de controle de cheias baseado nas bacias de retenção será analisado.

Segundo FENDRICH (2002) a primeira menção ao conceito de retenção distribuída das águas pluviais é apresentado por ASCE (1985) - *storage detention approach* – contrapondo aos modelos tradicionais de “máxima eficiência hidráulica” - *conveyance approach* - até então usados, pois existem relatos de bacias de retenção desde o tempo da Babilônia até as bacias de retenção dos tempos modernos, que começaram a ser usadas no Rio Roanne, na França, em 1711.

No Brasil, os primeiros reservatórios de retenção foram implantados em 1953, em Belo Horizonte, no Estado de Minas Gerais, sendo os da Pampulha e Santa Lúcia até hoje funcionais (NASCIMENTO e BAPTISTA, 1997). Recentemente, a implantação de bacias de retenção popularmente chamadas de “piscinões”, tem se destacado na Cidade de São Paulo (CANHOLI, 1994, *apud*: FENDRICH, 2002).

Segundo FENDRICH (2002), baseado na pesquisa de HOYT (1942), as medidas de controle de enchentes foram utilizadas na antiga Babilônia, na bacia hidrográfica do Rio Eufrates, desviando as águas excedentes para depressões no deserto árabe.

No século XV, na Alemanha, França e Rússia, foi desenvolvido o armazenamento de águas pluviais junto com melhorias dos canais dos rios, as bacias de retenção de águas pluviais com abertura fixa. Bacias de retenção deste tipo foram usadas para prevenção de enchentes em 1711, em Roanne – França, na bacia do Rio Loire.

Nos Estados Unidos da América, uma enchente ocorrida em Março de 1913, no Rio Miami, no Estado de Ohio, teria motivado a construção de diversas bacias de retenção, apenas para fins de controle de cheias.

O arranjo de uma bacia de retenção obedece, em geral, ao esquema indicado na Figura 1.

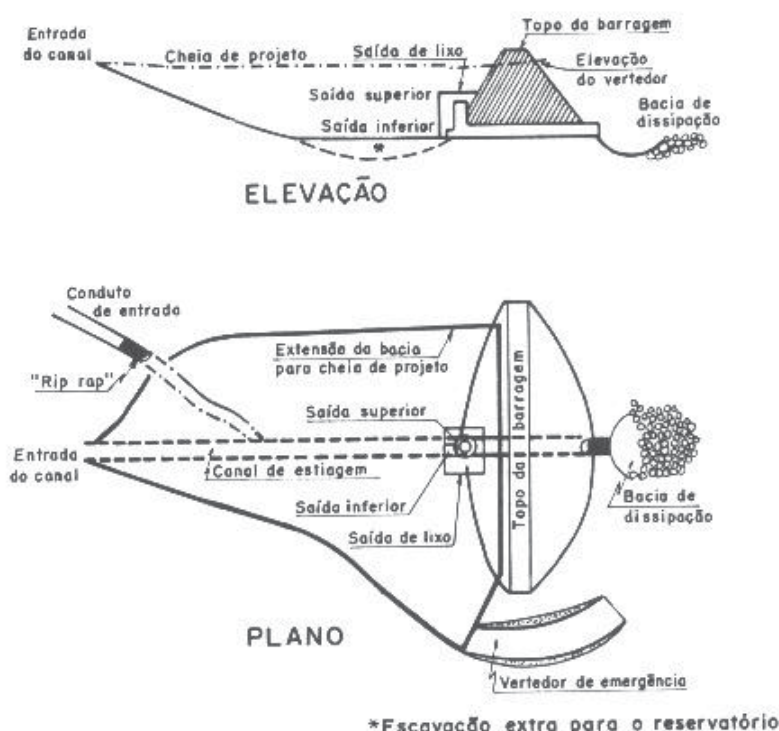


FIGURA 1- ESQUEMA TÍPICO DE UMA BACIA DE DETENÇÃO (FONTE : TUCCI, 2000).

A viabilidade do controle de enchente depende da relação entre os custos das

obras preventivas e a economia resultante da redução dos prejuízos decorrentes de sua implantação (PINTO, 1987). No caso de bacias de retenção, os custos da obra dependem, entre outros fatores, do volume máximo detido durante os eventos de chuva.

O volume acumulado, por sua vez, pode ser calculado como as diferenças acumuladas entre o hidrograma afluente e o hidrograma efluente da bacia de retenção (RAUDKIVI, 1979). A Figura 2 mostra as relações entre hidrograma afluente, hidrograma efluente e volume retido para o caso de órgãos de descargas controladas (com comportas) e não controladas (vertedor livre).

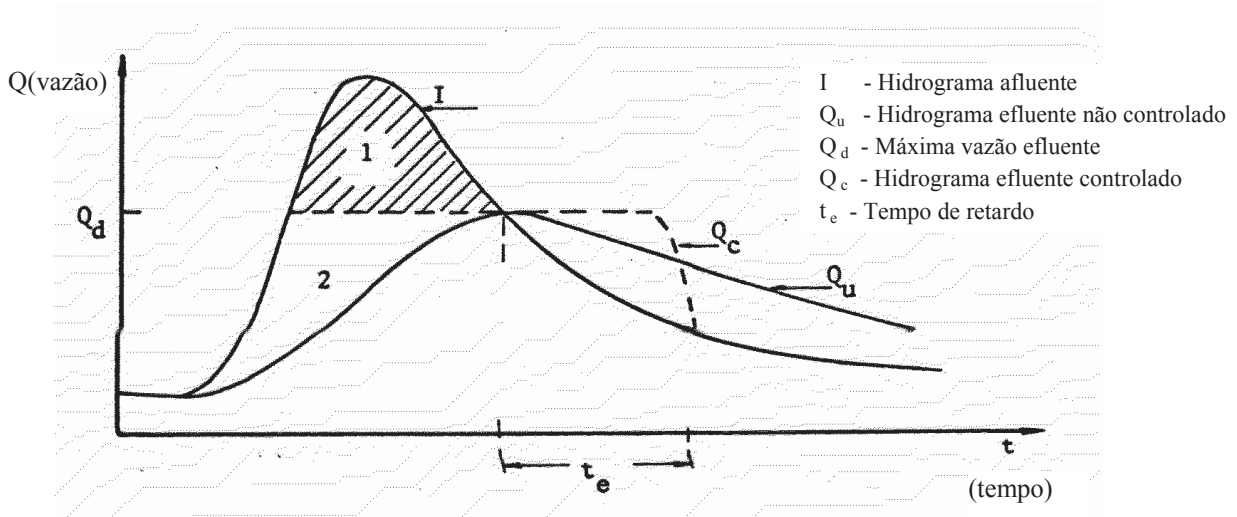


FIGURA 2 – HIDROGRAMA AFLUENTE, HIDROGRAMA DEFLUENTE E VOLUME RETIDO.

(FONTE: RAUDKIVI, 1979).

Desta forma, o volume necessário da bacia de retenção depende, além do período de retorno considerado, também do hidrograma efluente, condicionado a vazão admissível a jusante do dispositivo.

A hidráulica de canais permite determinar satisfatoriamente quais as cotas atingidas pelo nível de água na bacia, quando sua capacidade de descarga é superada pela vazão afluente, causando represamento a montante.

Na pesquisa bibliográfica (WILKEN, 1978), TSUCHIYA (1978), DAEE (1980), WISNER e CHEUNG (1982), FENDRICH (1982), HORN (1987), MAIDMENT (1992), CAMPANA e TUCCI (1994), CANHOLI (1994), observaram que todas as formulações vinculam o volume máximo à duração da chuva, evidenciando a existência de uma duração de chuva crítica para a geração dos volumes de retenção. Essa duração, embora não seja abordada objetivamente, não coincide, com o tempo de concentração.

Apenas TUCCI(2000), formulou objetivamente a questão para o caso de lotes urbanos, usando algumas simplificações importantes na definição do hidrograma efluente. Além dessa referência, não foram encontrados estudos quantitativos relativos a duração da chuva que leva ao maior volume de retenção para cada evento, tendo sido usados em alguns casos uma duração da chuva igual ao tempo de concentração, fato que garante a maior vazão, mas não necessariamente o maior volume.

A definição objetiva do tempo de duração da chuva crítica permite definir de modo direto, o volume de retenção máximo, em função da frequência das ocorrências e da vazão efluente. A definição da frequência (tempo de retorno) dependerá de considerações econômicas comparando o custo da bacia de retenção com o valor dos danos evitados.

No estudo realizado, pode ser definida uma relação entre os parâmetros definidores da precipitação e da bacia hidrográfica que conduziu à duração da chuva crítica.

A relação obtida foi aplicada em um caso real, tendo sido escolhida a bacia do rio Ressaca, na divisa dos municípios de Curitiba e São José dos Pinhais, no estado do Paraná.

Os resultados obtidos foram discutidos e comparados com as metodologias pesquisadas, observando-se uma convergência dos diversos métodos, com o uso da duração de chuva crítica.

2 PROPAGAÇÃO DE VAZÕES EM RESERVATÓRIOS

2.1 HIDROGRAMA AFLUENTE

Diversos modelos de transformação chuva-vazão podem ser utilizados para definir o hidrograma afluente, como por exemplo: O do método racional, o hidrograma unitário sintético ou modelos mais completos como (IPH2), (HEC-RAS), (HMS), (Mike 11), entre outros.

Cada modelo tem suas particularidades de adaptação ao porte e tipo de bacia, devendo merecer cuidado especial a sua escolha. Neste trabalho, são analisados os elementos que podem subsidiar esta decisão, no caso do método racional, cujas características principais são detalhadas mais adiante.

De forma geral, reproduzindo as recomendações atualmente aceitas na literatura (TUCCI, 2000; LINSLEY e FRANZINI, 1964; PINTO et al., 1975), limita-se a aplicação do método racional em bacias até 2 km² e, eventualmente, 5 km² de área. Para bacias maiores recomenda-se utilizar o hidrograma unitário (HU) e modelos mais complexos (BEVEN, 2001). Deve-se observar que esta restrição é devida principalmente ao efeito do armazenamento superficial da bacia e da intensidade variável da chuva.

A Norma DE 01/HD-002 – Projeto de Drenagem, contida no Manual de Drenagem Rodoviária do DER/SP, prescreve as seguintes recomendações:

“A metodologia de cálculos hidrológicos para determinação das vazões de projeto será definida em função das áreas das bacias hidrográficas, conforme a seguir indicadas:

- Método Racional \Rightarrow Áreas < 50 ha

- Método Racional Modificado \Rightarrow 50 ha \leq Áreas \leq 100 ha

- Método de Ven Te Chow ou U.S. Soil Conservation Service \Rightarrow Áreas > 100 ha

As vazões de projeto de bacias com áreas de drenagem superiores a 50 km² serão determinadas a partir do método estatístico direto.

Desde que devidamente justificada e adequada à área em estudo, a Fiscalização poderá aceitar outra metodologia para a determinação das vazões de projeto.”

PINTO *et al.* (1975) em seu capítulo sobre o método racional, afirmam que coeficiente de escoamento superficial deve ser entendido, na verdade, como um coeficiente de deflúvio, cuja função é proporcionalizar os parâmetros de entrada (área e intensidade) com a vazão no exutório da bacia.

RAUDKIVI (1979), tratando do escoamento em áreas urbanas define um hidrograma para o método racional, de forma triangular, com ápice nas coordenadas (t_c , Q), para chuvas com duração igual ao tempo de concentração, conforme apresentado na Figura 3. Para chuvas com duração maior que o tempo de concentração o hidrograma teria a forma trapezoidal, conforme apresentado na Figura 19, pág. 48, exposta mais adiante, no Capítulo 3.

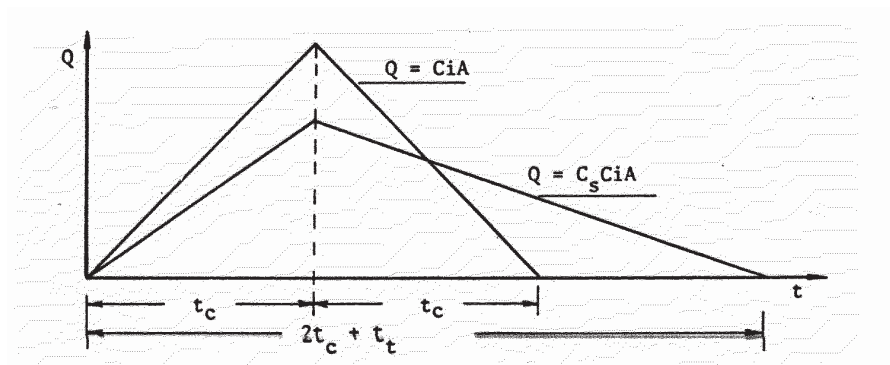


FIGURA 3 –HIDROGRAMAS DO MÉTODO RACIONAL PARA CHUVAS COM DURAÇÃO IGUAL AO TEMPO DE CONCENTRAÇÃO (FONTE : RAUDKIVI, 1979).

2.2 A QUESTÃO DO ARMAZENAMENTO EM BACIAS

RAUDKIVI (1979) descreve que o efeito do armazenamento da bacia pode ser computado no hidrograma afluente do método racional, provendo-se uma redução

da vazão de pico e um aumento proporcional do trecho descendente do hidrograma (Figura 3). Observa-se a manutenção da proporcionalidade entre o volume precipitado e o volume escoado, interpretando-se o coeficiente de deflúvio do método racional, como um coeficiente de escoamento.

A Figura 4, relaciona os valores do coeficiente de armazenamento (C_s) e o coeficiente de retardo (K). O coeficiente “ C_s ” reflete o abatimento do pico de cheia devido ao armazenamento da bacia e o coeficiente “ K ” o retardo correspondente da onda de cheia.

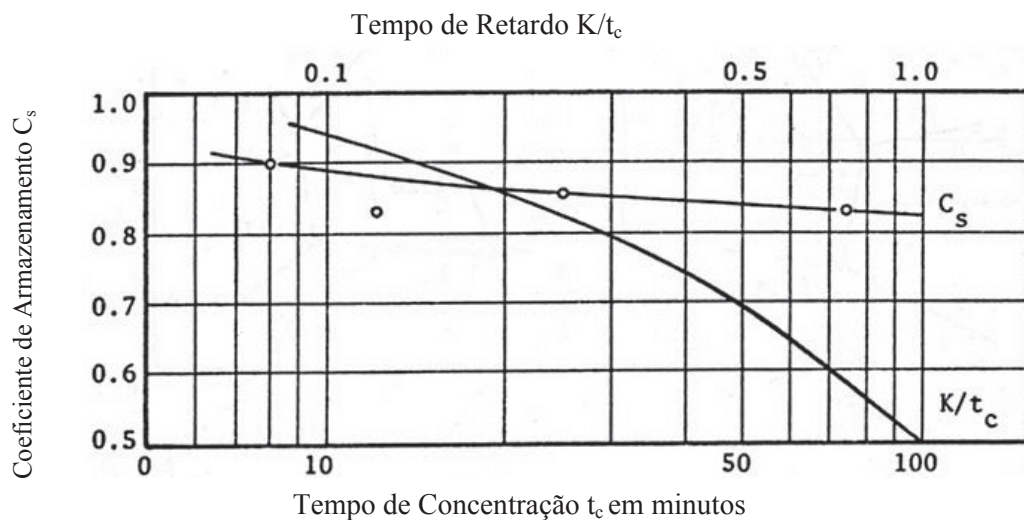


FIGURA 4 – COEFICIENTE DE ARMAZENAMENTO DE ACORDO COM AITKEN ($K = 0.3 T_c$) E VALORES MÍNIMOS DO COEFICIENTE DE ABATIMENTO C_s (FONTE : RAUDKIVI , 1979).

2.2.1 Método do Soil Conservation Service

Segundo RAUDKIVI (1979), para bacias maiores, adequadas ao uso do Hidrograma Unitário, o efeito do armazenamento sobre o escoamento pode ser avaliado em função do uso e tipo do solo, pela fórmula do U.S. *Soil Conservation Service*:

$$Pe = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (2.1)$$

Onde:

P_e = precipitação escoada, em polegadas/hora;

P = precipitação, em polegadas/hora;

CN = número da curva correspondente à ocupação e tipo do solo;

S = coeficiente de amortecimento dado pela fórmula:

$$S = (1000/CN) - 10 \quad (2.2)$$

A Figura 5, representa graficamente as relações acima descritas, podendo-se observar o efeito da cobertura da área sobre a infiltração e o armazenamento, implícito no coeficiente CN (quanto maior o CN , mais impermeável o terreno).

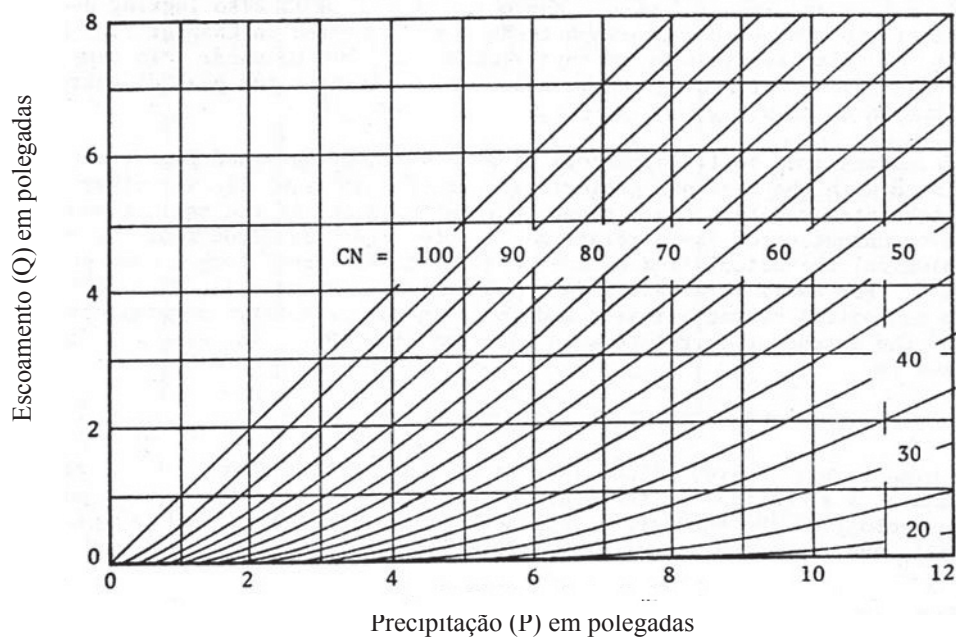


FIGURA 5 – RELAÇÃO ENTRE O TOTAL PRECIPITADO E O ESCOADO SUPERFICIALMENTE, EM FUNÇÃO DA COBERTURA E DO USO DO SOLO (CN). (FONTE: RAUDKIVI, 1979).

2.2.2 Modelo de Reservatório Linear

Segundo RAUDKIVI (1979), um modelo muito utilizado em hidrologia para considerar os efeitos do armazenamento em bacias é o uso do reservatório linear, que

estabelece uma proporcionalidade (K) entre o volume armazenado e a descarga efluente, na forma:

$$S(t) = K.Q(t) \quad (2.3)$$

Onde: S(t) = armazenamento, em mm;

Q(t) = vazão no exutório da bacia, em mm/h;

K = coeficiente de armazenamento da bacia;

t = tempo.

A equação da continuidade do escoamento neste caso resulta:

$$I(t) = Q(t) + K \frac{dQ(t)}{dt} \quad (2.4)$$

Escrevendo todos os termos em função de S(t):

$$\frac{dS(t)}{dt} + \frac{1}{K} S(t) = I(t) \quad (2.5)$$

Onde: I(t) = precipitação sobre a bacia, em mm/h.

A Equação (2.5) é uma equação diferencial linear cuja solução é dada por:

$$S(t) = e^{-\frac{1}{K}t} \int_0^t e^{\frac{1}{K}\tau} I(\tau) d\tau + S_0 \quad (2.6)$$

Onde: S₀ = armazenamento no tempo t=0;

I(t) = precipitação sobre a bacia.

Para determinação do armazenamento procura-se determinar o máximo da função $S(t)$. Como a maioria das bacias reais não apresentam comportamento linear este método é de aplicação limitada, no entanto, por ser de fácil aplicação, diversos autores definem o coeficiente de armazenamento (K), a partir de expressões empíricas.

2.2.3 Coeficientes Empíricos de Armazenamento

ARNELL (1989), apresenta uma estimativa para o coeficiente de armazenamento em função da área e do índice de urbanização da bacia dado pela Equação (2.7):

$$K = 8,6A^{0,10} \times 10^{0,8U} \quad (2.7)$$

Onde: K= coeficiente de armazenamento característico da bacia;

A= área da bacia, em km^2 ;

U= índice de urbanização da bacia, adimensional, definido pelo quociente entre a área urbanizada e a área da bacia.

A variação observada é grande para $U=0$, ou seja, bacias em condições naturais, o coeficiente de armazenamento pode variar entre: $4 \leq K \leq 20$, em bacias com $U=1$, ou seja, totalmente urbanizadas, o coeficiente de armazenamento pode variar entre: $0,5 \leq K \leq 5$. A pesquisa foi feita em 23 bacias hidrográficas urbanizadas em 14 rios, com áreas de 0,2 a 50 km^2 .

Ainda, segundo ARNELL (1989), nos escoamentos com característica de onda cinemática, a vazão pode ser definida em função da profundidade do escoamento na forma da Equação (2.8):

$$q = K y^m \quad (2.8)$$

Onde: q = vazão por unidade de largura, em $m^3/s.m$;

y = profundidade do escoamento, em metros;

K = capacidade de escoamento no canal (“conveyance”);

m = coeficiente dado em função da geometria do canal (para canais de grande largura, $m=5/3$).

Usando-se a fórmula de Manning, com a geometria de um canal retangular de grande largura, obtém-se:

$$K = \frac{i^{\frac{1}{2}}}{n} \quad (2.9)$$

Onde: n = coeficiente de rugosidade do canal, ou de Manning;

i = declividade da linha de energia;

K = definido anteriormente.

ARNELL (1989), ainda fornece o valor do coeficiente de rugosidade “ n ”, obtido a partir do índice de urbanização “ U ”, como:

$$n = 1,310^{-2,1*U} \quad (2.10)$$

No entanto, o ajuste da equação com os dados de origem apresenta grandes variações, conforme abaixo:

Para $U = 0$ a equação fornece $n=1,3$, tendo sido observados $0,300 \leq n \leq 4,00$;

Para $U = 0,5$ obtém-se $n=0,12$, tendo sido observados $0,035 \leq n \leq 0,64$;

Para $U=1,0$ teria-se $n=0,01$, tendo sido observados $0,004 \leq n \leq 0,10$.

Segundo DOOGE (1956), o parâmetro para armazenamento do escoamento superficial, com base na avaliação de bacias rurais com área de 140 a 930 km^2 , vale:

$$K = 125,5 A^{0,23} S^{-0,7} \quad (2.11)$$

Onde : A = área da bacia, em km^2 ;

S = declividade do talvegue, em m/m ;

K = coeficiente de armazenamento do escoamento superficial, em min .

2.2.4 Método de Watkins

RAUDKIVI (1979), menciona um método de avaliação do armazenamento em condutos, publicado por WATKINS (1962), que foi desenvolvido no Road Research Laboratory - UK, que consiste no uso do diagrama tempo-área da rede coletora de drenagem. Um exemplo deste método está apresentado na Figura 6, onde pode-se observar a evolução no tempo das variáveis de reservação e da vazão efluente.

Neste processo, em cada tempo tem-se uma área diferente de contribuição e conseqüentemente uma vazão nos condutores. O armazenamento nos condutores seria calculado com base no volume retido a cada instante, integrando-se o hidrograma afluente, resultando numa função $S=f(Q)$. Desta forma, o máximo volume armazenado ocorre no pico da descarga, que corresponde nestes sistemas ao tempo de concentração.

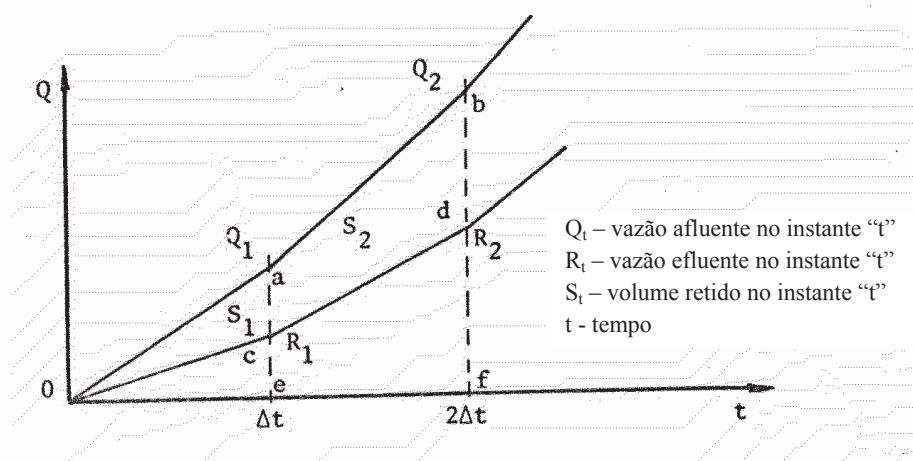


FIGURA 6 – EXEMPLO DO CÁLCULO DE ESCOAMENTO EM CONDUTOS LEVANDO EM CONTA O ARMAZENAMENTO (FONTE: RAUDKIVI, 1979).

Nos instantes seguintes o armazenamento seria obtido pela área da parte de recessão do hidrograma afluente, com relação direta com a vazão nos coletores. Este processo é similar a aplicação do modelo Puls em reservatórios.

As equações do hidrograma efluente seriam dadas por :

a) No intervalo 0 a Δt :

$$\frac{1}{2} \Delta t Q_1 = \frac{1}{2} \Delta t R_1 + S_1 \quad (2.12)$$

Considerando que $S=f(Q)$ então R_1 torna-se a única incógnita, correspondendo a vazão efluente, em m^3/s ;

Os demais termos são:

Q_1 = vazão afluente no instante t_1 , em m^3/s ;

S_1 = armazenamento no instante t_1 , em m^3 .

b) No intervalo seguinte (Δt a $2\Delta t$):

$$\frac{1}{2} \Delta t (Q_1 + Q_2 - R_1) + S_1 = \frac{1}{2} \Delta t R_2 + S_2 \quad (2.13)$$

Sendo: R_2 = a única incógnita, vazão efluente no instante t_2 , em m^3/s , considerando que:

R_1 = é a vazão efluente no instante t_1 , já definida;

Q_1 e Q_2 = vazões afluentes nos instantes t_1 e t_2 , em m^3/s ;

S_1 e S_2 = armazenamento nos instantes t_1 e t_2 , em m^3 , definidos pela função $S=f(Q)$

Uma das principais restrições ao uso do método racional diz respeito à avaliação da vazão máxima no exutório da bacia, grandemente afetada pelo efeito do armazenamento, que normalmente não é considerado. No entanto, várias propostas têm sido apresentadas na literatura para compensar este efeito. Observando as considerações de RAUDKIVI (1979) quanto à forma de compensar o efeito do

armazenamento, podemos inferir que este efeito é particularmente importante na avaliação da vazão máxima. Para o estudo de bacias de retenção, tais restrições não são relevantes, uma vez que neste caso o que importa é a relação entre o volume precipitado e o escoado para cada duração do evento, sendo esta a grandeza crítica para o dimensionamento, como será demonstrado adiante.

2.3 HIDROGRAMA EFLUENTE

O hidrograma efluente dependerá, fundamentalmente, do nível de água na bacia de retenção e do tipo de estrutura hidráulica utilizada para o controle da vazão no exutório da bacia de retenção, cujo projeto por sua vez depende das restrições a jusante, topografia determinadas pelo uso e ocupação e considerações econômicas.

2.3.1 Dispositivos de Controle

Existem dois tipos básicos de estrutura de controle, a do tipo vertedouro e a do tipo orifício ou adufa. Algumas estruturas mais sofisticadas utilizam uma combinação de ambas, mas nesse caso o comportamento hidráulico pode ser decomposto nestes dois modelos, observando-se as respectivas faixas de operação.

Os vertedores são estruturas que, operando sempre com superfície livre, exercem controle de soleira, devendo ser galgadas pelo fluxo. A vazão neste caso depende da carga hidráulica, que no caso de vertedores retangulares é relacionado à vazão de acordo com a fórmula:

$$Q = CL(Z - Z_w)^{3/2} \quad (2.14)$$

Onde: Q = vazão, em m^3/s ;

C = coeficiente de descarga do vertedor, $\text{m}^{1/2} \text{s}^{-1}$;

L = largura efetiva do vertedor, em m ;

Z = cota da linha d'água, em m;

Z_w = cota da soleira do vertedor, em m.

O coeficiente de descarga apresenta variações em função da forma da soleira, do tipo de aproximação e da variação da carga hidráulica. Recomendações detalhadas sobre os valores dos coeficientes das contrações são propostas por USBR (1960) e reproduzidas na Figura 7.

No caso de contrações laterais do fluxo, produzido por pilares ou ombreiras, a largura efetiva a considerar é menor que a dimensão geométrica dependendo da redução da forma dos pilares e ombreiras.

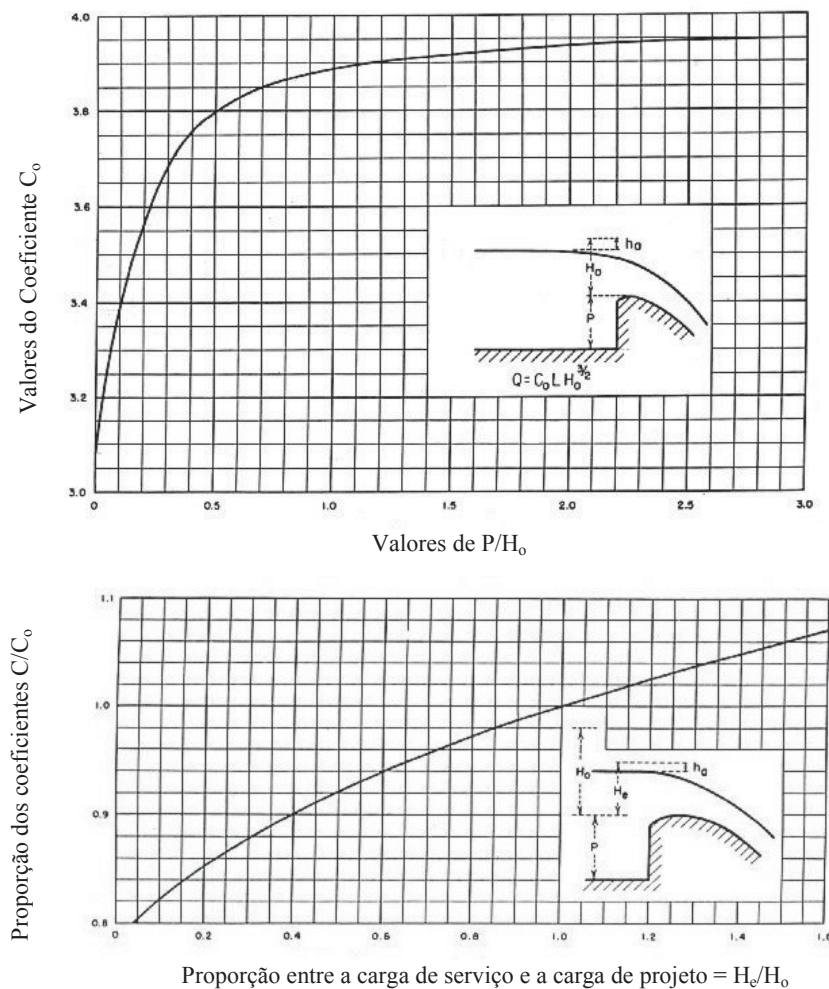


FIGURA 7 – COMPORTAMENTO DO COEFICIENTE DE DESCARGA EM VERTEDORES, PARA UNIDADES DO SISTEMA INGLÊS ($FT^{1/2} S^{-1}$). (FONTE: DESIGN OF SMALL DAMS, 1960)

As adufas são dutos de descarga situados na base da bacia de retenção. Em geral a adufa, inicialmente, opera segundo um controle de soleira e para cargas hidráulicas maiores apresenta controle de orifício. Existe ainda o caso de adufas operando afogadas de ambos os lados, operando então como conduto.

No caso de adufas, quando a estrutura de descarga apresenta controle de orifício, sob a ação de uma carga hidráulica de montante, a vazão é dada por:

$$Q = C_d A \sqrt{2g(Z - Z_o)} \quad (2.15)$$

Onde: Q = vazão, em m^3/s ;

C_d = coeficiente de descarga do orifício, adimensional;

A = área do orifício, em m^2 ;

Z = cota da linha d'água a montante, em m;

Z_o = cota do eixo do orifício, para estruturas com descarga em jato livre, em m.

As principais variações do coeficiente de descarga do orifício são devidas à geometria do orifício (forma e localização), às condições de aproximação e ao valor da carga hidráulica. A Figura 8 mostra os valores do coeficiente de descarga para adufas retangulares.

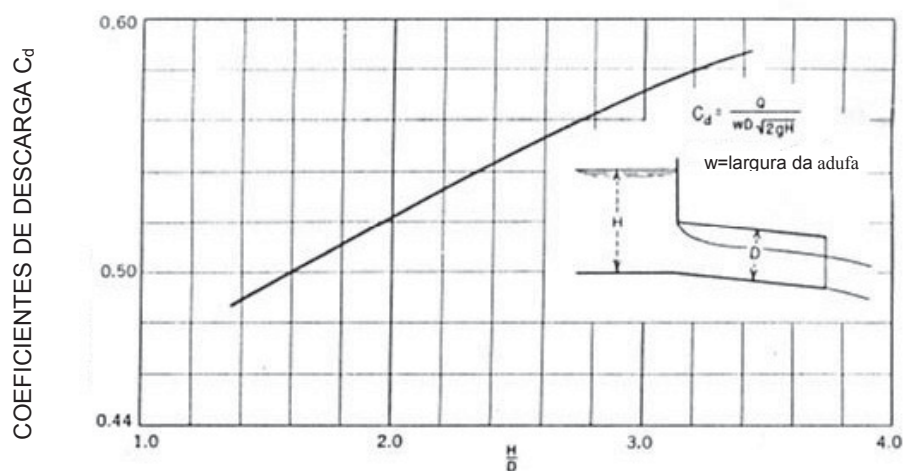


FIGURA 8 – VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE DESCARGA PARA ORIFÍCIOS. (FONTE: DESIGN OF SMALL DAMS, 1960)

Para adufas circulares de bordos agudos, C_d , varia de 0,60 a 0,65. Recomendações mais detalhadas, para o coeficiente de descarga de orifícios para uma variedade de formas e condições de aproximação podem ser encontradas em AZEVEDO NETO (1991) e BRATER et al. (1996).

No caso de estruturas afogadas a jusante, operando como conduto, Z_o , vale a cota do nível de água a jusante, e o coeficiente de descarga será dado por:

$$C_d = \frac{1}{\sqrt{f \frac{L}{D} + K_L}} \quad (2.16)$$

Onde: L = é o comprimento do conduto;

D = o diâmetro hidráulico;

f = o coeficiente de resistência (Moody);

K_L = coeficiente das perdas localizadas.

2.3.2 Vazão Máxima Efluente

Para o correto dimensionamento das estruturas de deságüe, é necessário conhecer a capacidade de escoamento do canal a jusante da estrutura. Desta forma, um modelo hidráulico do rio ou canal, ou da rede de drenagem a jusante deverá ser calibrado para nortear a escolha correta. Deverão ser constatados os pontos de controle e as vazões correspondentes, e determinado qual o limite de capacidade disponível sem provocar transbordamento da rede ou do canal, o que corresponde a considerar o perfil da linha de água paralela a declividade do conduto ou canal. Há autores como TUCCI (1998), que consideram a vazão máxima efluente como sendo a vazão de cheia natural, isto é, sem os efeitos da urbanização. Para a Região Metropolitana de Curitiba, estabeleceu uma relação entre a área da bacia e a vazão média de enchente, conforme reproduzido na Figura 9.

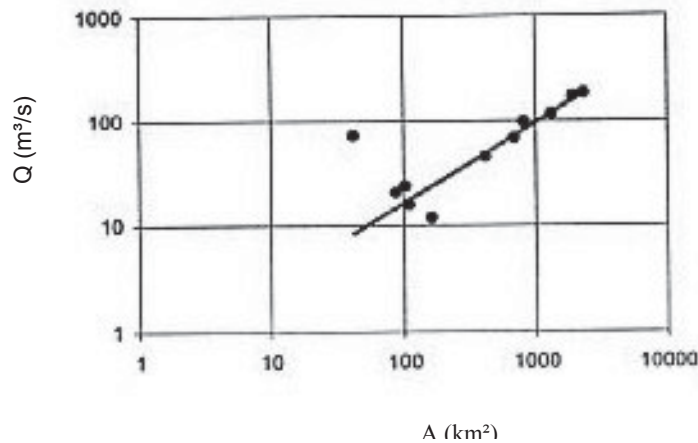


FIGURA 9 – RELAÇÃO ENTRE A ÁREA DA BACIA E A VAZÃO MÉDIA DE ENCHENTE NA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA. (FONTE: TUCCI, 1998)

Na elaboração do “Manual de Drenagem Urbana”, TUCCI(2002) definiu uma vazão específica de pré-desenvolvimento de 27 l/s/ha, aplicável a bacias até 200 ha (2 km²), usando o método racional com tempo de recorrência de 10 anos, duração da chuva de 60 minutos e coeficiente de escoamento superficial $C=0,15$.

Pela análise das fórmulas apresentadas, fica clara a dependência da vazão efluente ao nível do reservatório, que é regulado, por sua vez, pela sua geometria e pelo hidrograma afluente variável no tempo. Portanto, a vazão efluente também varia ao longo do tempo, atingindo o seu máximo quando o reservatório atinge o volume de retenção máximo.

Assim para determinar a vazão efluente como função do tempo, é necessário lançar-se mão de um modelo de propagação de vazões em reservatórios, entre os quais o chamado Modelo Puls que é muito utilizado.

2.3.3 Método de Puls

Quando se analisa o problema do abatimento de hidrogramas em reservatórios, depara-se com um problema de escoamento não permanente. O escoamento é caracterizado por uma grande profundidade e, conseqüentemente, baixa velocidade, de modo que os termos dinâmicos da equação dinâmica do escoamento são desprezíveis.

O Modelo de Puls caracteriza-se por supor que existe uma relação bi-unívoca entre o volume armazenado e a vazão efluente, sendo esta, portanto, independente da vazão afluente. Isso equivale a assumir que a superfície do reservatório se mantenha plana e horizontal, o que é em muitos casos apenas uma aproximação dada a existência do remanso.

A equação da continuidade pode ser escrita como:

$$\frac{dS}{dt} = I - Q \quad (2.17)$$

Onde: t = tempo;

I = vazão de entrada;

Q = a vazão de saída;

S = o volume armazenado.

Além disso, a vazão efluente é uma função do volume armazenado:

$$Q = f_1 (S) \quad (2.18)$$

O hidrograma de saída pode ser obtido então, através da aplicação de uma expressão discretizada da equação da continuidade:

$$\frac{S_{t+1} - S_t}{\Delta t} = \frac{I_t + I_{t+1}}{2} - \frac{Q_t + Q_{t+1}}{2} \quad (2.19)$$

Onde: $t, t+1$ = são índices de tempo;

I = vazão de entrada;

Q = a vazão de saída;

S = o volume armazenado.

Reorganizando a Equação 2.19, com as variáveis conhecidas de um lado e as incógnitas do outro resulta:

$$Q_{t+1} + \frac{2S_{t+1}}{\Delta t} = I_t + I_{t+1} - Q_t + \frac{2S_t}{\Delta t} \quad (2.20)$$

Conhecendo-se a função $Q = f_1(S)$, pode-se construir outra função $f_2(Q)$ dada por:

$$f_2(Q) = Q + \frac{2}{\Delta t} f_1^{-1}(Q) \quad (2.21)$$

Definidas as funções $f_1(Q)$ e $f_2(Q)$ o Modelo de Puls se desenvolve segundo o algoritmo:

1. Dado o volume inicial S_0 e a vazão efluente Q_0 para $t = 0$;
2. Fixa-se $t = 0$;
3. Calcula-se:

$$f_2(Q_{t+1}) = Q_{t+1} + \frac{2S_{t+1}}{\Delta t} = I_t + I_{t+1} - Q_t + \frac{2S_t}{\Delta t} \quad (2.22)$$

4. Determina-se Q_{t+1} pela inversa da função f_2 :

$$Q_{t+1} = f_2^{-1} \left(Q_{t+1} + \frac{2S_{t+1}}{\Delta t} \right) \quad (2.23)$$

5. Calcula-se S_{t+1} pela inversa da função f_1 :

$$S_{t+1} = f_1^{-1} (Q_{t+1}) \quad (2.24)$$

6. Faz-se $t = t+1$ e retorna-se ao passo 3.

A função $Q = f_1(S)$, que relaciona vazão e armazenamento é obtida eliminando-se a cota z entre a curva cota-volume do reservatório $S = S(z)$ e a curva de descarga da estrutura de descarga $Q = Q(z)$.

Para exemplificar os conceitos discutidos serão utilizados os dados do estudo de caso do Rio Ressaca, localizado na Região Metropolitana de Curitiba, no Município

de São José dos Pinhais com 10 km² de área de drenagem.

A curva cota-volume foi obtida pela cubagem do volume retido entre a cota da linha de água do reservatório e o seu fundo, dado pela topografia do terreno. No caso da bacia do Rio Ressaca, na seção do estudo, esta curva tem a forma definida na Figura 10.

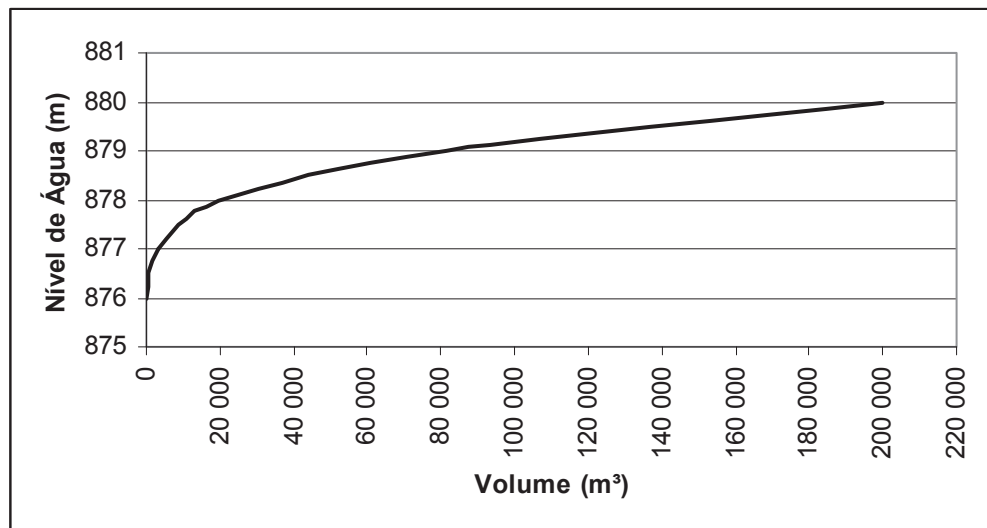


FIGURA 10 - CURVA COTA X VOLUME PARA O RIO RESSACA NA SEÇÃO DE ESTUDO.

Na sua maioria, as bacias de retenção e reservatórios de controle de cheias apresentam descarregadores de fundo em forma de adufas com controle hidráulico variável. Em geral o controle é inicialmente de soleira, passando com a elevação do nível de água, para orifício e/ou conduto, apresentando transições mal definidas na passagem de um controle para outro.

A curva de descarga destes dispositivos relacionam a vazão de saída com a cota da linha de água, discutida anteriormente, para vertedores e para orifícios. Com o uso de um orifício com diâmetro de 2,00 m, a curva de descarga do Rio Ressaca, na seção do estudo, tem a forma definida na Figura 11.

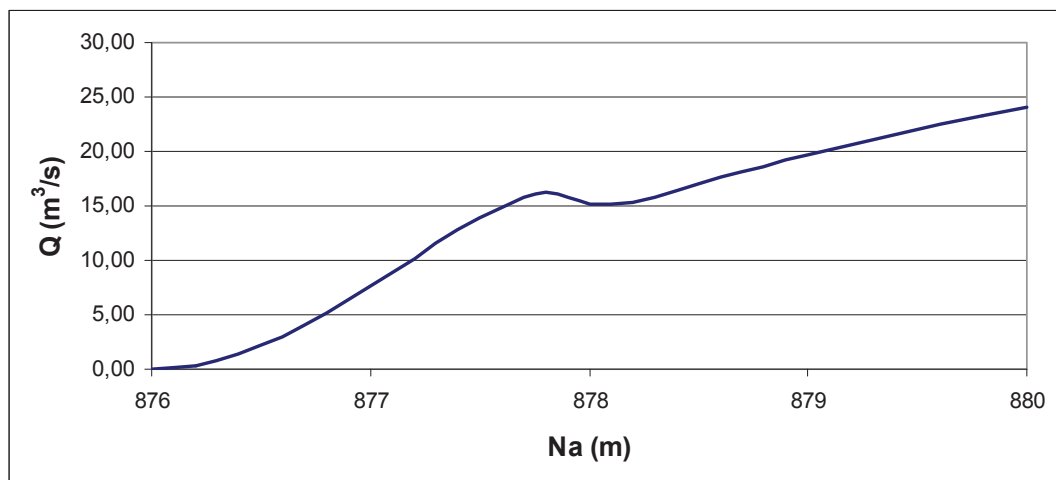


FIGURA 11 - CURVA DE DESCARGA PARA O RIO RESSACA NA SEÇÃO DE ESTUDO.

A função que relaciona o volume armazenado e a vazão efluente, obtida, igualando-se as grandezas nas cotas das Figuras 10 e 11, tem a forma definida na Figura 12

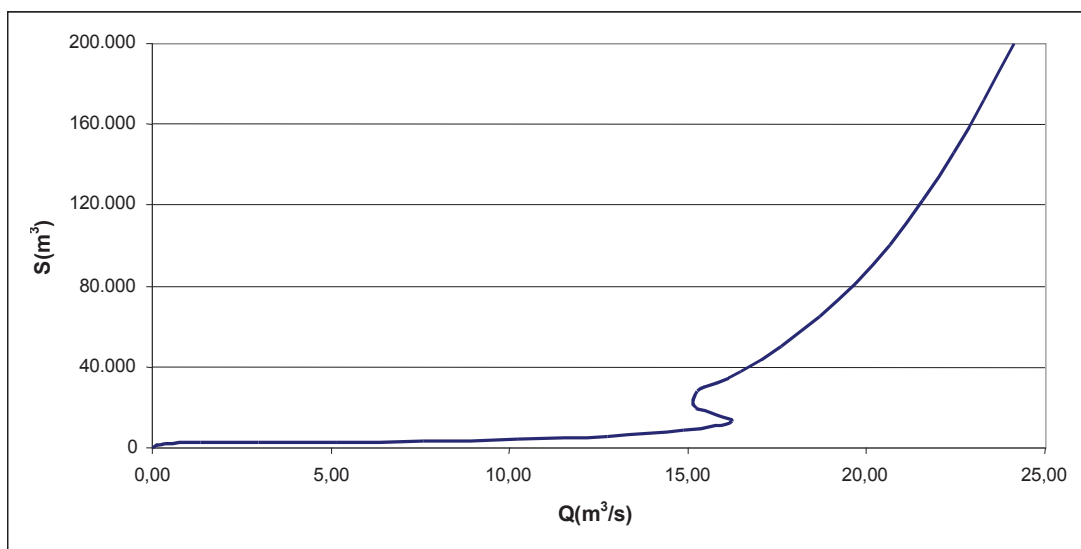


FIGURA 12 - RELAÇÃO ENTRE O VOLUME ARMAZENADO E A VAZÃO EFLUENTE PARA O RIO RESSACA NA SEÇÃO DE ESTUDO.

Adotando arbitrariamente $\Delta t = 0,38$ h, a função auxiliar que define o avanço do reservatório, assume o aspecto da Figura 13, a seguir indicado:

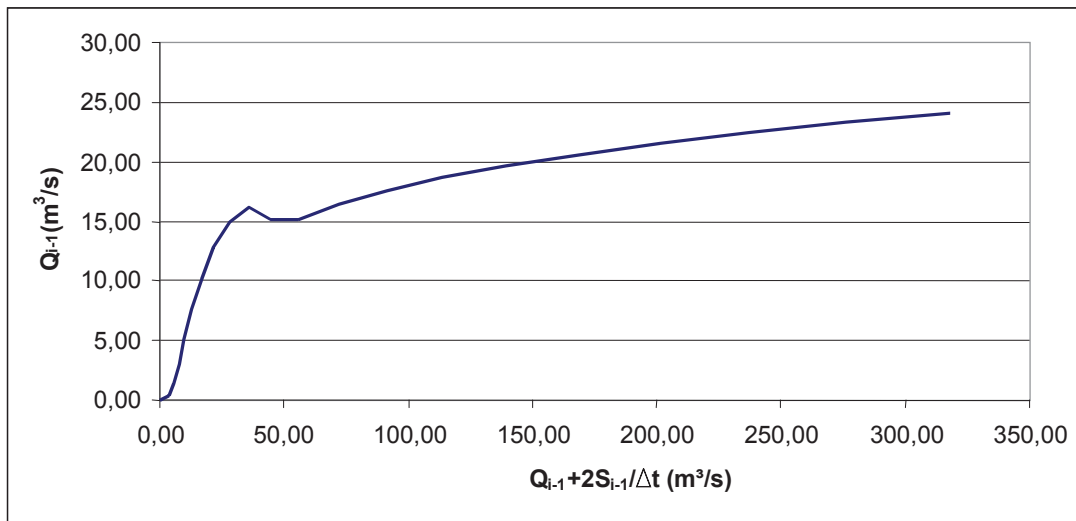


FIGURA 13 - FUNÇÃO AUXILIAR DO MÉTODO DE PULS

Reproduzimos na Figura 14, o hidrograma afluente $I = I(t)$ pelo método do hidrograma unitário, usando $TR = 25$ anos e uma chuva com duração igual ao tempo de concentração da bacia (86 min), definida pela fórmula de FENDRICH(2000), e demais elementos de acordo com a tabela 33.

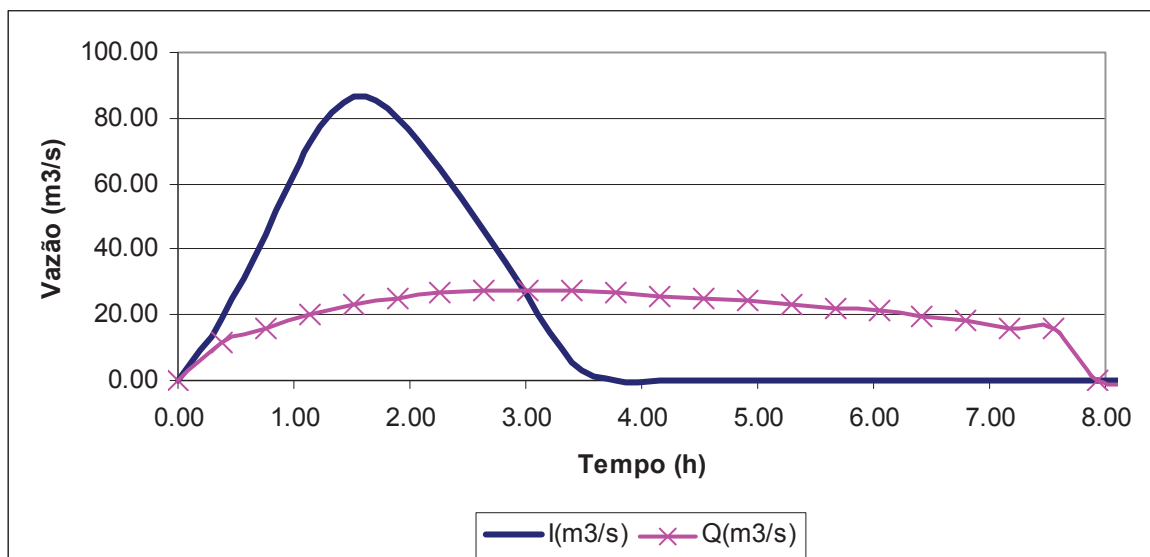


FIGURA 14 - HIDROGRAMAS AFLUENTE E EFLUENTE PELO MODELO DE PULS PARA TR=25 ANOS.

O hidrograma efluente $Q = Q(t)$ foi obtido usando o Modelo de Puls, tendo como extravasor um orifício com 2,00 m de diâmetro.

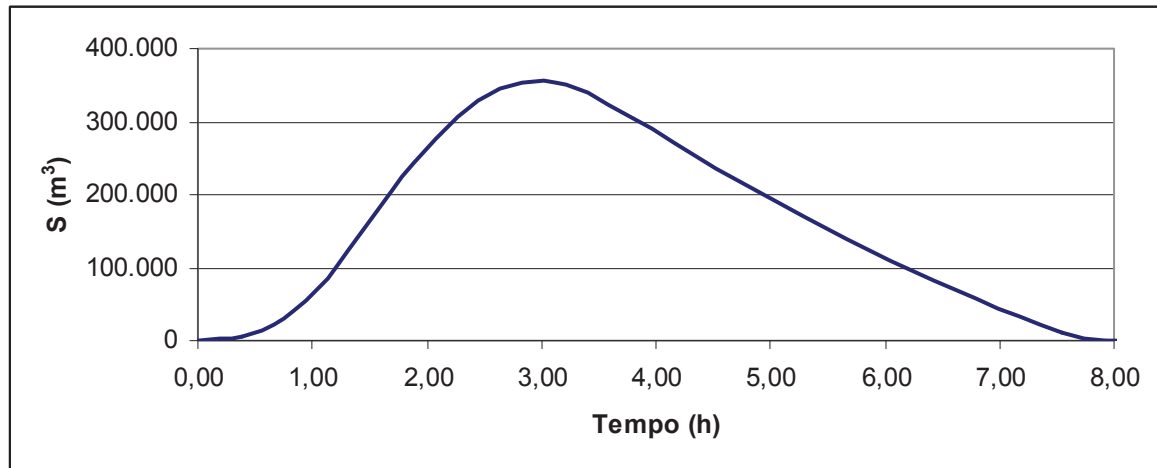


FIGURA 15 - EVOLUÇÃO DO VOLUME ARMAZENADO.

Na Figura 15 pode-se observar a evolução do volume reservado contra o tempo, sendo que o máximo volume reservado é atingido no instante de tempo em que o das vazões do Hidrograma de entrada e de saída são iguais, e corresponde a integral da diferença entre os dois hidrogramas neste intervalo de tempo.

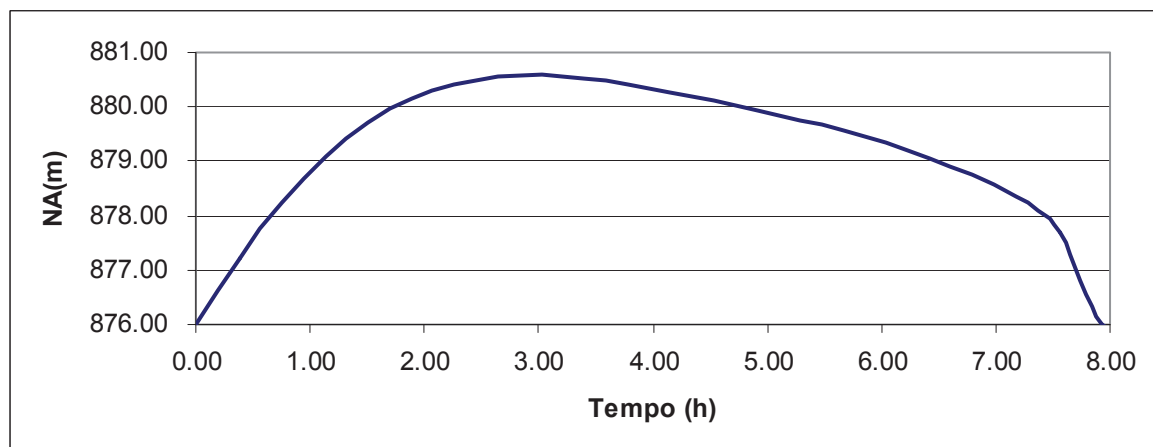


FIGURA 16 - EVOLUÇÃO DO NÍVEL DE ÁGUA NO RESERVATÓRIO.

O tempo de operação do reservatório para este evento, como mostra a Figura 16, foi de 8 horas, aproximadamente seis vezes o tempo de concentração da bacia. Este

parâmetro pode ser utilizado para avaliar o risco de ocorrência de um novo evento antes do esvaziamento do reservatório.

Neste exemplo obteve-se o correspondente a 350.000 m³ de volume detido, para $T_r=25$ anos e duração da chuva igual ao tempo de concentração. Como se pode perceber a quantidade de cálculos necessários à determinação do volume detido é bastante extensa, justificando a tentativa de se encontrar simplificações aceitáveis para o processo, conforme será apresentado a seguir.

2.4 AS SIMPLIFICAÇÕES EXISTENTES

A complexidade da solução exata do problema do abatimento de cheias tem motivado muitos pesquisadores a estabelecer uma relação direta entre o volume detido e as principais variáveis hidrológicas. Tem-se obtido, deste modo, aproximações das vazões de entrada e saída do reservatório, as vezes desmembradas em função da intensidade da chuva e do coeficiente de escoamento superficial.

Diversos métodos foram propostos para simplificar o processo. A literatura apresenta métodos gráficos, semi-analíticos e numéricos para o problema, HAGER e SINNINGER (1985) apresentam um modelo aplicado aos reservatórios naturais nos Alpes suíços, HORN (1987) para reservatórios prismáticos com descarregadores tipo vertedores ou orifícios, AKAN (1989) generalizou o estudo de HORN utilizando o hidrograma padrão do S.C.S para múltiplos períodos de retorno.

PORTO (1989) propõe um método gráfico adimensional para bacias de retenção com tubulação extravasora e DAL'FORNO (1996) desenvolveu um modelo semi-analítico aplicado em bacias rurais do Rio Grande do Sul. MÜLLER-NEUHAUS (apud: WILKEN, 1978) enfatiza a redução do pico de cheia; TSUCHIYA (1978), DAEE (1980), WISNER e CHEUNG (1982), FENDRICH et. al. (1982), HORN (1987), MAIDMENT (1992), CAMPANA e TUCCI (1994), CANHOLI (1994) usam relações baseadas na duração da chuva. O método da FAA (GUO, 1999) desvincula tempo de concentração ao de duração da chuva e TUCCI (2000) lineariza os

hidrogramas de entrada e saída para lotes urbanos e evidencia a existência de uma duração de chuva que conduz ao máximo volume de armazenamento.

Os modelos chuva x vazão empregados para definição dos hidrogramas de entrada admitem um determinado hietograma de chuva associada a um tempo de recorrência. No caso de pequenas bacias ($< 5 \text{ km}^2$), onde se aplica o método racional, a intensidade pode ser considerada constante para uma duração igual ao tempo de concentração da bacia. Neste procedimento, supõe-se que a vazão máxima no exutório, se estabelece como regime permanente e uma chuva de maior intensidade média compatível com uma contribuição de toda a bacia.

O método racional, descrito em muitas referências (PINTO et al. 1975; CHOW et al. 1988; RAUDKIVI, 1979) é muito utilizado em projetos de drenagem e dimensionamento de bueiros (PINTO et al. 1975) só é aplicável se o tempo de concentração for suficientemente pequeno para poder considerar constante a chuva durante este período.

PORTO (1995) considera para aplicação do método um tempo de concentração menor que uma hora. Também despreza-se, via de regra, a contribuição de base do hidrograma e o chamado coeficiente de escoamento superficial, além de considerar as perdas por infiltração e evaporação engloba o volume retido na superfície da área contribuinte. Todas estas aproximações limitam a aplicabilidade do método a bacias pequenas (PINTO et al. 1975; CHOW et al. 1988; RAUDKIVI, 1979).

Para bacias maiores, outros métodos de transformação chuva-vazão, (e.g. hidrograma unitário) deverão ser considerados na análise do fenômeno. No entanto, é prática corrente nos projetos de drenagem em vias urbanas usar-se o método racional mesmo para áreas maiores, valendo-se de um coeficiente de abatimento (PMPA, 1983). Esta condição é válida considerando-se a diminuição do tempo de concentração nas canalizações de bacias urbanizadas, que pode chegar a seis vezes (DOLZ e GÓMEZ, 1994; FENDRICH, 2002).

Após ultrapassar o tempo de concentração da bacia, mantendo-se a intensidade, a vazão não aumenta no exutório, mesmo que a duração da chuva seja maior. Entretanto, a intensidade média da chuva diminui com o aumento da duração, de modo que a vazão tende a diminuir a partir do tempo de concentração. Porém, enquanto a vazão afluyente for superior à efluente, o volume acumulado tende a crescer de modo que o tempo onde ocorre o máximo volume retido não coincide com instante da máxima vazão.

WILKEN (1978) apresenta um procedimento de cálculo de bacias de detenção baseado no Método de Müller – Neuhaus. Segundo este processo, o volume de detenção pode ser definido como:

$$V = Q_a t_c K \quad (2.25)$$

Onde: V = volume do reservatório de detenção (m^3);

Q_a = vazão afluyente máxima, calculada pelo Método Racional (m^3/s);

t_c = tempo de concentração (segundos);

Q_e = vazão efluente máxima (m^3/s);

K = fator de volume, dado em função da relação de detenção ξ , definida como:

$$\xi = Q_e / Q_a \quad (2.26)$$

A contribuição de WILKEN (1978) foi determinar a relação entre K e ξ , na forma da expressão abaixo:

$$K = \log \frac{1}{\xi} \quad (2.27)$$

TSUCHIYA (1978), apresenta o critério descrito pela Equação (2.28), baseado no estudo de 230 bacias de uso permanente, com áreas de 0,10 a 20 ha.

$$V = 0,0028 \left(i_i - \frac{i_0}{2} \right) d_i CA \quad (2.28)$$

Onde: V = volume do reservatório de retenção (m^3);

C = coeficiente de deflúvio do método racional (adim);

A = área da bacia contribuinte (ha);

d_i = duração da chuva (segundos);

i_i = intensidade da chuva com duração d_i e $Tr=30$ anos (mm/h);

i_0 = intensidade da chuva correspondente a capacidade de escoamento do canal a jusante da bacia (mm/h).

Pode-se observar a influência da vazão de saída e a necessidade de definição de uma duração de chuva, vinculada ao volume de retenção.

O DAEE (1980), exemplifica por meio da aplicação do método racional, o uso do amortecimento em bacias de retenção para redução da dimensão das tubulações de drenagem.

Neste método, são plotados os totais precipitados e escoados em cada instante sendo, atendidas as relações:

$$Q_e(t) = C_i(t)A \quad e \quad V_e(t) = Q_e(t)t \quad (2.29)$$

$$Q_s(t) = f(n, D) \quad e \quad V_s(t) = Q_s(t)t \quad (2.30)$$

Onde: $Q_e(t)$ = vazão afluente no tempo t ;

$V_e(t)$ = volume da vazão afluente no tempo $t-t_0$;

$Q_s(t)$ = vazão efluente no tempo t ;

$V_s(t)$ = volume da vazão efluente no tempo $t-t_0$;

t = tempo de duração do evento;

n = rugosidade do tubo;

D = diâmetro do tubo.

Embora preconizado para o dimensionamento econômico de condutos, o método do DAEE permite calcular numericamente o máximo volume de retenção e em que instante ocorre.

HORN (1987), desenvolveu um procedimento para dimensionamento de reservatórios de retenção baseado na eficiência do amortecimento da vazão de pico, em função das vazões efluentes calculadas com modelos de vertedor e orifício.

Nesta metodologia, o fator de amortecimento (R) está relacionado com os parâmetros da Equação (2.31):

$$R = f(t_p, Q_a, K, \alpha) = Q_e/Q_a \quad (2.31)$$

Onde: t_p, Q_a = caracterizam o hidrograma afluente;

K, α = caracterizam o armazenamento e o tipo de extravasor;

Q_e = máxima vazão efluente.

Na forma dimensional Equação (2.32):

$$R = f\left(\frac{KQ_e^{\alpha-1}}{t_p}\right) = f(N_r) \quad (2.32)$$

Onde “ N_r ” é chamado “número de propagação”, onde se agrupam as diferentes combinações dos parâmetros (t_p, Q_e, K, α), que geram o amortecimento.

A relação foi obtida a partir de regressões de resultados de modelos de propagação de vazões em reservatórios, desta forma, há a necessidade de se conhecer a forma do reservatório para definição da relação:

$$V = KQ_e^\alpha \quad (2.33)$$

No caso de vertedor com lâmina livre:

$$Q_e = C_w L_w H^{3/2} \quad (2.34)$$

$$N_r = \frac{aQ_e^{(2m/3-1)}}{(C_w L_w)^{(2m/3)} t_p} \quad (2.35)$$

Onde: Q_a = vazão afluente máxima ao reservatório de retenção;

Q_e = vazão efluente máxima ao reservatório de retenção;

C_w = coeficiente de descarga do vertedor;

L_w = largura do vertedor;

H = carga hidráulica sobre o vertedor;

N_r = Número de propagação;

t_p = tempo de pico do hidrograma.

a , m = parâmetros da relação nível de água x armazenamento, na forma:

$$V = aH^m \quad (2.36)$$

No caso de orifício:

$$Q_e = C_d \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2g} H^{1/2} \quad (2.37)$$

$$N_r = \frac{aQ_a^{(2m-1)}}{\left(1,1107g^{1/2}C_d\right)^{2m} D^{4m}t_p} \quad (2.38)$$

Onde: Q_a = vazão afluente máxima ao reservatório de retenção;

C_d = coeficiente de descarga do orifício;

D = diâmetro do orifício;

H = carga hidráulica sobre o orifício, a partir do centro do tubo;

g = aceleração da gravidade;

t_p = tempo de pico do hidrograma;

a, m = parâmetros da relação nível de água x armazenamento, na forma da Equação (2.36).

HORN (1987) introduziu simplificações como a variação linear do nível de água no reservatório, em função do armazenamento, assumindo:

$$m = 1$$

$$a = A = \text{área do espelho de água do reservatório}$$

Desta forma, as equações do Número de propagação ficam:

$$N_r = \frac{A}{(C_w L_w)^{(2/3)} Q_a^{1/3} t_p} \quad (\text{Vertedores}) \quad (2.39)$$

$$N_r = \frac{0,8106 A Q_a}{C_d^2 D^4 t_p g} \quad (\text{Orifícios}) \quad (2.40)$$

O volume máximo no reservatório de retenção fica sendo:

$$V = AH = N_r R^\alpha t_p Q_a \quad (2.41)$$

Onde: V = volume de armazenamento máximo;

A = área inundada máxima;

H = profundidade máxima da água;

Nr = Número de propagação;

R = razão de amortecimento da vazão de pico ($R=Q_e/Q_a$);

Q_a = vazão afluente máxima;

t_p = tempo de pico do hidrograma afluente;

$\alpha = 2$ para extravasor em orifício e $2/3$ para extravasor em vertedor.

PORTO (1998), apresenta uma análise de desempenho de bacias de retenção, baseada na solução de uma equação diferencial adimensional, não linear, que descreve a continuidade de fluxo com o hidrograma afluente representado por uma função de distribuição Gama.

Nestas condições os volumes de retenção adimensionais(V^*) seriam dados em função de uma vazão também adimensional(Q^*), pelas relações indicadas na Tabela 1.

TABELA 1 – VOLUMES ADIMENSIONAIS DE DETENÇÃO EM FUNÇÃO DA VAZÃO ADIMENSIONAL

Tipo de Extravador	Forma do Reservatório	
	Retangular	Parabólico
Vertedor	$V^* = -0,7832 Q^* + 0,9447$	$V^* = -0,8834 Q^* + 0,9073$
Orifício	$V^* = -0,8761 Q^* + 0,8862$	$V^* = -0,9508 Q^* + 0,8988$

O volume e a vazão foram adimensionalizados como proposto por HAGER (1985), usando:

$$V^* = V_{\text{máx}} / V_{\text{ol}} \quad (2.42)$$

$$Q^* = q_{\text{max}} / I_p \quad (2.43)$$

Onde: q_{max} = vazão máxima efluente;

I_p = vazão máxima afluente;

$V_{máx}$ = volume máximo de detenção;

Vol = volume do hidrograma afluente, dado por:

$$Vol = \frac{\sqrt{2\pi}}{n} I_p t_p \quad (2.44)$$

Onde: t_p = tempo de pico do hidrograma afluente;

$\pi = 3,1415...$

n = parâmetro da função Gama, variando entre 4 e 12, que define o hidrograma adimensional, na forma:

$$I(T) = \frac{i(t)}{I_p} = T^n e^{n(1-T)} \quad (2.45)$$

Onde: $i(t)$ = ordenada do hidrograma afluente no tempo (t);

$I(T)$ = ordenada do hidrograma adimensional no tempo (T);

$T = t/t_p$ = abcissa adimensional do hidrograma;

t = abcissa do hidrograma afluente.

Segundo (AKAN, 1989), o hidrograma adimensional foi inicialmente proposto por McCUEN (1982), apresentado no U.S. Soil Conservation Service. HAGER (1985), associa uma função matemática às variações da forma do hidrograma afluente. Neste caso, as referências às características da chuva e da bacia são implícitas.

A formulação proposta parte da premissa que o volume no reservatório pode ser expresso por:

$$v = ah^b \quad (2.46)$$

Onde: v = volume de água no reservatório;

h = altura de água;

a, b = parâmetros de ajuste, variando de $b=1$ para reservatórios retangulares até $b = 2,5$ em reservatórios naturais (DAL'FORNO, 1996 apud PORTO, 1998).

Além disso, requer o conhecimento da relação entre o volume armazenado, que corresponde ao nível d'água na bacia, e a vazão efluente pelo dispositivo de descarga, em geral dada por:

$$q = kh^c \quad (2.47)$$

Onde: k = coeficiente de descarga;

h = carga hidráulica, correspondente à altura de água;

c = coeficiente que depende do tipo do descarregador, com valores de $c = 1,5$ para vertedores retangulares, $c = 2,5$ para vertedores triangulares e $c = 0,5$ para orifícios, como nos descarregadores constituídos por tubulações circulares.

A combinação das Equações (2.46) e (2.47) permite estabelecer a relação entre o volume armazenado e a vazão efluente, na forma:

$$V = ak^{-\alpha}q^{\alpha} \quad (2.48)$$

Onde $\alpha = b/c$ é o parâmetro adimensional que une uma característica topográfica do reservatório com o expoente da lei de descarga do extravasor.

O uso das equações deve ser limitado aos valores do coeficiente $\alpha = b/c$ utilizados por PORTO (1998) , que foram:

- a) Vertedor retangular $c=1,5$ e Reservatório retangular $b = 1 \rightarrow \alpha=2/3$
- b) Vertedor retangular $c=1,5$ e Reservatório parabólico $b = 1,5 \rightarrow \alpha=1$
- c) Orifício $c=0,5$ e Reservatório retangular $b=1 \rightarrow \alpha=2$
- d) Orifício $c=0,5$ e Reservatório parabólico $b=1,5 \rightarrow \alpha=3$.

As expressões desenvolvidas mostram que para a mesma razão de atenuação Q^* uma bacia de detenção com $\alpha = 2$ requer um volume disponível menor do que uma bacia com $\alpha = 2/3$, isto é, um reservatório com paredes verticais, $b = 1$ e descarregador tipo orifício é mais eficiente do que o reservatório com vertedor retangular.

Para um reservatório tipo parabólico com $b=1,5$ verifica-se que a eficiência da bacia é melhorada, isto é, para o mesmo tipo de descarregador e mesma razão de atenuação o volume necessário é menor.

A medida que o expoente b aumenta e conseqüentemente α também aumenta, a bacia torna-se mais eficiente, embora valores de b maiores que 2 sejam raros em reservatórios naturais urbanos. O valor limite inferior do expoente da curva cota-volume b vale 1, e leva em cada opção de descarregador, ao projeto mais conservador.

Para áreas muito pequenas ou no caso de planejamento, existem modelos desenvolvidos com base em hidrogramas triangulares de entrada e saída, utilizando apenas algumas informações do hidrograma de entrada, como valor do pico, tempo de pico e/ou tempo de concentração. Estima-se o volume em função da vazão natural, anterior ao desenvolvimento, para o mesmo risco.

Neste contexto, McCUEN (1989) apud TUCCI et. al. (1995) apresentou a seguinte expressão:

$$\frac{V_s}{V_d} = 1 - \alpha \quad (2.49)$$

V_s – volume entre o hidrograma de entrada e o de saída, enquanto a vazão de saída é menor que a de entrada.

$$\alpha = \frac{Q_a}{Q_d} \quad (2.50)$$

$$V_d = Q_d t_d \quad (2.51)$$

Onde: Q_a = vazão de pico antes da urbanização;

Q_d = vazão de pico depois da urbanização;

t_d = tempo depois da urbanização.

WYCOFF e SINGH (1976) apud TUCCI et. al. (1995) utilizando um modelo hidrológico de amortecimento em reservatório estabeleceram uma regressão entre as principais variáveis, resultando em:

$$\frac{V_s}{Q_a} = \frac{1,291(1 - \alpha)^{0,753}}{\left(\frac{T_b}{t_p}\right)^{0,411}} \quad (2.52)$$

Onde: t_p = tempo de pico do hidrograma;

T_b = tempo de base. Medido a partir do início do escoamento até a vazão de recessão, correspondente a 5% da vazão de pico;

Q_a = vazão afluyente (m^3/h);

α = parâmetro de detenção, em função de T_b/t_p ;

No ajuste, os valores utilizados de α e da relação dos tempos no denominador, variaram de 0,152 a 0,891 e 2,55 a 4,88, respectivamente.

Segundo MAIDMENT (1992) o objetivo das bacias de retenção é o abatimento das vazões de pico, obtidos quando se reserva o volume máximo, definido pela diferença entre as vazões afluente e efluente a bacia, de acordo com:

$$V_{\max} = \int_0^t (Q_a - Q_e) dt \quad (2.53)$$

Onde: V_{\max} = volume de retenção máximo;

Q_a = vazão afluente na bacia;

Q_e = vazão efluente na bacia;

t = tempo entre o início do escoamento até a vazão máxima.

Este procedimento presume a pré-existência de um hidrograma afluente, gerado por um modelo de escoamento (chuva-vazão) e um modelo de propagação de enchente em reservatórios (modelo de Puls). Como o modelo é gerado para chuvas com duração igual ao tempo de concentração, esta proposição indica o instante em que a reserva é máxima para aquela chuva e não a duração ou volume crítico.

MAIDMENT (1992) também sugere que para bacias pequenas, até 100 ha, não se justificam cálculos complexos, podendo os parâmetros hidráulicos serem baseados em relações IDF – Intensidade x Duração x Frequência e no método racional.

O volume afluente à bacia de retenção seria dado por:

$$V_a = \frac{CiAt}{3,6} \quad (2.54)$$

Onde: C = coeficiente de escoamento superficial;

i = intensidade de precipitação (mm/h);

A = área da bacia (km²);

t = tempo de duração da chuva.

Este volume corresponde ao volume total precipitado, equivalente ao volume de um hidrograma retangular, que tem a duração da chuva como base e a máxima vazão na exutória como altura.

O volume efluente, por sua vez, seria dado por:

$$V_e = kQ_e t \quad (2.55)$$

Onde k é uma fator de ajustamento, cuja variação pode ser observada na Figura 17.

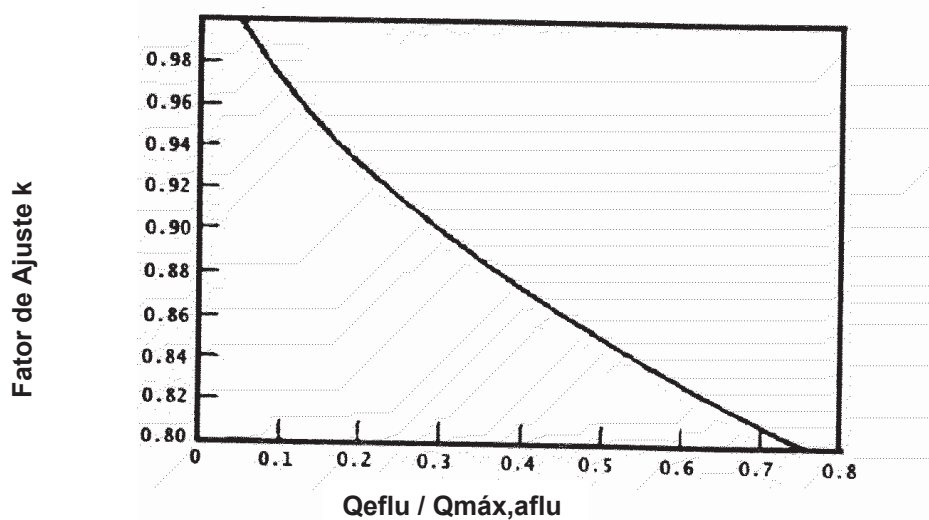


FIGURA 17 - VARIAÇÃO DE K EM FUNÇÃO DO ABATIMENTO

O volume de retenção necessário é dado por:

$$V_{máx} = V_a - V_e \quad (2.56)$$

Em todas as formulações pesquisadas, pode-se notar a dependência do volume com a duração do evento, embora não seja vinculada, necessariamente, a um

volume máximo.

TUCCI (1998), estudando a impermeabilização de lotes, considera que para áreas muito pequenas, o volume de retenção seria dado pela relação:

$$V_s = Q_d t_d \left(1 - \frac{Q_a}{Q_d} \right) \quad (2.57)$$

Onde: t_d = tempo de duração da chuva, tomada igual ao tempo de concentração;

Q_a = vazão afluente antes da impermeabilização dos solos;

Q_d = vazão afluente depois da impermeabilização dos solos.

A Equação (2.57) supõe que a vazão efluente seja igual à vazão afluente antes da impermeabilização, ou seja, o princípio do não agravamento das cheias.

A Administração Federal de Aviação, dos EUA, usa uma formulação baseada no método racional, com as seguintes aproximações:

a) A duração da chuva (t_d) independe do tempo de concentração da bacia (t_c);
 b) O hidrograma afluente, com $t_d > t_c$ é representado por um trapézio isósceles, em que os trechos de ascensão e queda tem duração igual ao tempo de concentração, como disposto na Figura 18.

c) O hidrograma efluente, desconhecido, é simplificado por uma linha reta variando entre zero, na origem até Q_e , no ramo descendente do hidrograma afluente.

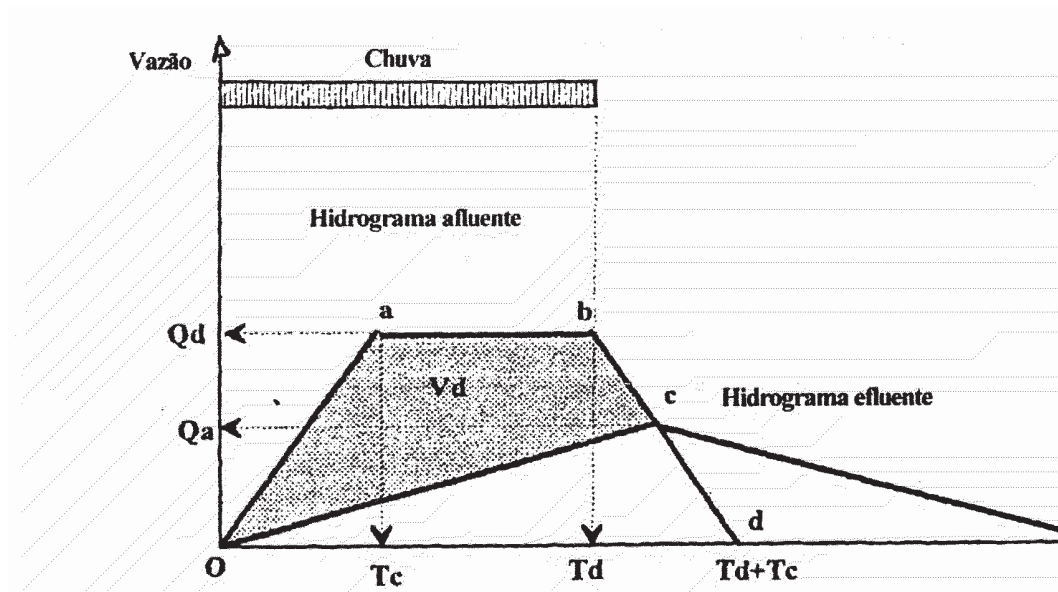


FIGURA 18 – AVALIAÇÃO DOS VOLUMES DE DETENÇÃO SEGUNDO A FAA. - EUA
FONTE FENDRICH(2002)

O volume de retenção, neste caso, seria dado pela expressão:

$$V_d = \left[Q_d t_d - \frac{Q_a}{2} (t_d + t_c) \right] \quad (2.58)$$

Onde: V_d = volume de retenção, em m^3 ;

Q_a = vazão efluente máxima, em m^3/s ;

Q_d = vazão afluente máxima, em m^3/s ;

t_d = tempo de duração da chuva (s);

t_c = tempo de concentração (s).

Equalizando em função de Q_a , de modo que Q_d , médio = mQ_a tem-se:

$$V_d = Q_a t_d (1 - m) \quad (2.59)$$

Neste caso:

$$m = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{t_c}{t_d} \right) \quad (2.60)$$

O valor de "m" pode variar entre $0,5 < m < 1,0$, normalmente, encontra-se entre 0,75 e 0,85, que corresponde a dizer que a duração da chuva é sempre maior que o tempo de concentração, embora não determine um valor crítico.

TUCCI (2000), fixa a vazão de saída igual àquela existente antes da urbanização da bacia, de acordo com a expressão:

$$V = (Q_d - Q_a)t \quad (2.61)$$

Onde: t = duração da chuva que produz o maior volume;

Q_a = vazão correspondente à condição natural;

Q_d = vazão depois do desenvolvimento;

V = volume de retenção.

Aplicando o método racional, e uma relação de intensidade x duração x frequência usual, na forma $i = a/(t+b)^d$, o volume de retenção fica:

$$\frac{V}{A} = \left[0,278C \frac{a}{(t+b)^d} - q_d \right] 60t \quad (2.62)$$

Onde: A = área da bacia hidrográfica (km^2);

C = coeficiente de escoamento superficial;

a, b, d = coeficientes da relação IDF;

q_d = vazão específica efluente, em $\text{m}^3/\text{s.km}^2$;

t = duração da chuva, em min.

A duração da chuva, que produz o maior volume, é obtido anulando a derivada da Equação (2.62), resultando numa equação não linear, que requer solução por iteração:

$$t = \left(\frac{t+s}{w} \right)^r - b \quad (2.63)$$

Onde:

$$w = \frac{q_d}{0,278aC(1-d)} \quad (2.64)$$

$$s = -\frac{b}{1-d} \quad (2.65)$$

$$r = \frac{1}{d+1} \quad (2.66)$$

Esta formulação aborda a duração crítica da chuva, embora, sendo desenvolvida para lotes urbanos use um hidrograma retangular, o que difere um pouco do proposto pelo método racional, não levando em conta os trechos de ascensão e recessão de vazão, onde esta é variável. Além disso, considera a vazão efluente constante.

Na elaboração do “Manual de Drenagem Urbana da Região Metropolitana de Curitiba” TUCCI (2002), define, a partir da Equação (2.61) a duração crítica como raiz da equação:

$$\beta(t+b) - q_n(t+b)^{d+1} - t\beta d = 0 \quad (2.68)$$

Onde: t = duração da chuva;

$$\beta = Ca;$$

C = coeficiente de escoamento superficial;

d, b e a = coeficientes da equação de chuvas intensas na forma:

$$i = \frac{a}{(t + b)^d} \quad (2.69)$$

Resolvendo a Equação (2.67) por tentativas, obtém-se t que permite calcular o volume específico de detenção pela Equação (2.70):

$$v = \frac{60}{1000} t \left[\frac{a}{(t + b)^d} - q_n \right] \quad (2.70)$$

Para diferentes soluções da Equação (2.70) os volumes específicos puderam ser ajustados pela relação:

$$v = 2,456 Tr^{0,332} A_i \quad (2.71)$$

Onde: Tr = tempo de recorrência;

A_i = percentagem da área impermeável na bacia.

3 MÉTODO RACIONAL

3.1 HISTÓRICO

As referências mais antigas sobre esta técnica datam de fins do século XIX, na Inglaterra (apud: PORTO, 1995), sendo também chamado de fórmula de Lloyd-Davis (RAUDKIVI, 1979). O método racional é, certamente, o mais difundido na prática para a determinação de vazões de pico em pequenas bacias, como por exemplo, no caso do dimensionamento de galerias pluviais e de bueiros (PINTO et al., 1975). A grande aceitação do método deve-se à sua simplicidade e aos seus resultados, que costumam ser satisfatórios, desde que respeitadas as condições de validade.

3.2 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Tendo sido desenvolvido inicialmente para determinação do deflúvio máximo decorrente da precipitação, as principais premissas assumidas são a ausência do escoamento de base, a constância do armazenamento superficial e da intensidade de precipitação, no tempo e no espaço, além do escoamento superficial hortoniano. Essas hipóteses são razoáveis em bacias com pequeno tempo de concentração e, conseqüentemente, áreas pequenas que permitam considerar que o escoamento na bacia torna-se permanente quando toda a bacia contribui para o escoamento direto.

O tempo de concentração é definido como o intervalo de tempo contado desde o início da precipitação até o instante em que toda a bacia contribui para o escoamento, numa dada seção, conforme é demonstrado na Figura 19.

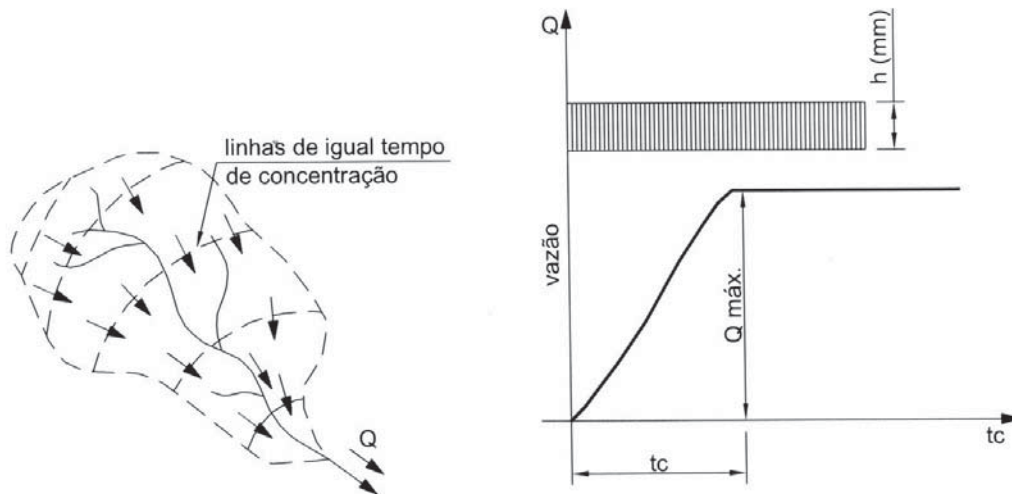


FIGURA 19 – DEFINIÇÃO DO TEMPO DE CONCENTRAÇÃO (FONTE : PINTO ET AL ,1979)

Nestes termos, a vazão numa seção qualquer da bacia seria dada por:

$$Q_p = \frac{CiA}{3,6} \quad (3.1)$$

Onde: Q_p = vazão de pico em m^3/s ;

C = coeficiente de deflúvio;

i = intensidade média máxima da chuva, em mm/hora;

A = área da bacia, em km^2 .

A hipótese central do método sugere que, em uma bacia sujeita a uma chuva de intensidade constante e distribuição uniforme, estabelece-se o regime permanente com a vazão máxima na seção de controle para um tempo igual ao de concentração da bacia, nesta seção. Como a intensidade média máxima da chuva é uma função decrescente da sua duração, a vazão máxima corresponde a uma chuva com duração igual ao tempo de concentração.

Este procedimento de estimar a vazão máxima no exutório da bacia é válido, desde que, as seguintes particularidades sejam essencialmente verdadeiras:

a) Os efeitos do armazenamento superficial na bacia não influenciem na dinâmica da propagação da cheia, tornando-se constante a partir do tempo de concentração;

b) A intensidade da chuva permanece constante até que a duração da chuva atinja o tempo de concentração da bacia. A partir daí, com toda a área da bacia contribuindo, estabelece-se o regime permanente;

c) A intensidade de precipitação diminui com o aumento do tempo de duração da chuva. Por outro lado, para chuvas de duração menor que o tempo de concentração, a contribuição da bacia é parcial, tal que, a maior vazão ocorre para chuvas de duração igual ao tempo de concentração;

d) A contribuição subterrânea na vazão de pico é desprezível.

Embora o método racional tenha sido concebido originalmente apenas para avaliar a vazão de pico, PORTO (1995), demonstra que é possível determinar o hidrograma correspondente, desde que se admita uma forma triangular para o mesmo e que o coeficiente C represente apenas a transformação do total precipitado em chuva efetiva. Assim sendo, igualando-se o volume escoado:

$$C i t_c A = 0,5 Q_p t_b \quad (3.2)$$

Onde: C = coeficiente de escoamento superficial;

i = intensidade máxima da precipitação;

t_c = tempo de concentração da bacia hidrográfica;

A = área da bacia;

Q_p = vazão de pico;

t_b = tempo de base do hidrograma.

Considerando-se que ao se estabelecer o regime permanente $Q_p = CiA$, resulta para o tempo de base do hidrograma:

$$t_b = 2 t_c \quad (3.3)$$

A Figura 20 ilustra o raciocínio, lembrando que nesse caso a duração total da chuva é t_c , o que geralmente não é verdade, pois a precipitação em geral continua apesar de apresentar intensidade menor e por isso há uma redução da vazão.

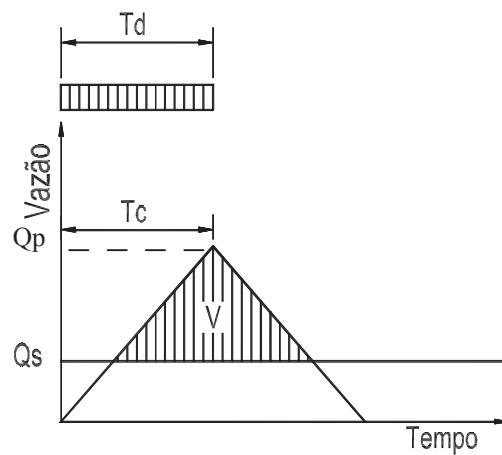


FIGURA 20 – RELAÇÃO ENTRE O VOLUME ESCOADO E O TEMPO DE DURAÇÃO DA CHEIA (FONTE: PORTO, 1995).

Portanto, para $t_d = t_c$, o hidrograma de cheia do método racional (Figura 20) é representado por um triângulo isósceles. Caso os efeitos de armazenamento não fossem desprezados, o trecho descendente do hidrograma corresponderia a um tempo maior que t_c , e o valor de Q_p teria que ser reduzido proporcionalmente para manter o mesmo volume escoado.

Para $t_d > t_c$, RAUDKIVI (1979) propõe que o hidrograma de cheia do método racional seja representado por um trapézio isósceles, com base maior t_b e base menor igual a $B_m = t_d - t_c$, admitindo-se os trechos de subida e descida iguais a t_c . Pode-se inferir que caso os efeitos do armazenamento não fossem desprezados, o trecho descendente do hidrograma corresponderia a um tempo maior que t_c , e o valor de Q_p teria que ser reduzido proporcionalmente para manter o mesmo volume escoado, da mesma forma que no item anterior.

Para $t_d < t_c$, ainda segundo RAUDKIVI (1979), haveria aumento do escoamento para $0 < t < t_d$, atingindo-se uma vazão máxima $Q = CiA (t_d / t_c)$, que se mantém constante entre $t_d < t < t_c$, decaindo logo depois, no trecho $t_c < t < t_c + t_d$. A proporcionalidade (t_d / t_c) é necessária para obedecer à equação da continuidade em relação ao volume precipitado.

As relações mais importantes decorrentes desta definição são:

a) Para manter o volume de escoamento, o trapézio isósceles que representa o hidrograma tem a base menor definida por $t_t = t_d - t_c$ e a base maior definida por: $t_b = 2t_c + t_t$, ou ainda, $t_b = t_c + t_d$.

b) A duração da chuva relaciona-se com a geometria do hidrograma de acordo com $t_d = t_c + t_t$.

c) Para $t_d \geq t_c$, o volume do hidrograma pode ser calculado como: $V = Q t_d$ ou, $V = CiA t_d$, com $i = f(t_d, Tr)$.

O hidrograma tem, então, as características apresentadas na Figura 21:

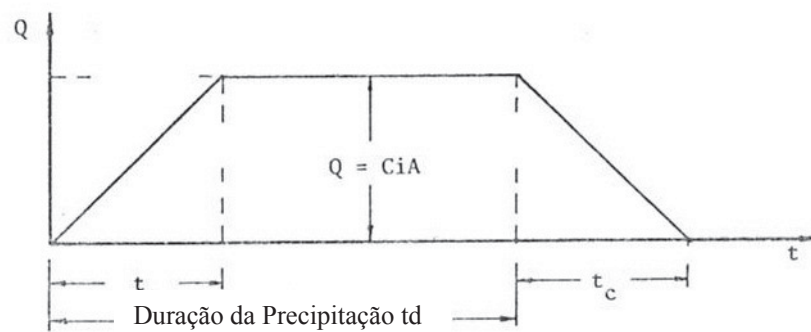


FIGURA 21 – HIDROGRAMA DO MÉTODO RACIONAL PARA UMA CHUVA DE DURAÇÃO QUALQUER. (FONTE: RAUDKIVI, 1979)

A forma do hidrograma, deduzida a partir da conservação do volume escoado será fundamental na definição da duração da chuva crítica.

3.3 AVALIAÇÃO DAS HIPÓTESES SIMPLIFICADORAS

Tendo em vista que neste trabalho, o emprego do método racional excede a simples determinação de vazões, é importante fazer uma análise das suas limitações para determinar sua aplicabilidade na determinação do volume de detenção.

Em princípio o método racional é aplicável apenas em bacias pequenas, com tempo de concentração suficientemente curto para que se estabeleça o regime permanente. Portanto, as propriedades que definem uma bacia como hidrologicamente pequena devem ser claramente definidas, destacando-se:

- a) A chuva é considerada de intensidade uniforme;
- b) A chuva é considerada uniformemente distribuída no espaço;
- c) A duração da chuva, deve ao menos igualar o tempo de concentração da bacia;
- d) O escoamento superficial é do tipo hortoniano, produzido por intensidade de chuva superior a capacidade de infiltração;
- e) O escoamento subterrâneo é desprezível;
- f) O processo de amortecimento através do armazenamento superficial é desprezível;
- g) Chuvas anteriores não afetem a vazão máxima no exutório.

Em termos práticos, a literatura classifica como bacias hidrográficas pequenas as que apresentam área menor que 5 km^2 e tempo de concentração menor que 1 hora. No entanto, é importante entender o que acontece quando estas condições são relaxadas. PINTO et al. (1975) aplicam o método racional no projeto de bueiros de estrada utilizando-o implicitamente para áreas até 25 km^2 .

3.3.1 Distribuição da Precipitação

Uma questão muito importante, no tocante ao método racional, diz respeito a distribuição da precipitação. Considera-se uma bacia hidrologicamente pequena

quando, entre outras propriedades, o seu tempo de concentração seja tal que, chuvas intensas de duração similar possam ser consideradas de intensidade constante.

É notória a variação da intensidade da chuva ao longo de um episódio pluvial. Essa variabilidade depende do tipo da precipitação e da área considerada. A Figura 22 representa a formação típica das precipitações no hemisfério norte, evidenciando a cobertura de centenas de quilômetros.

O valor da intensidade apresentada nas curvas do tipo intensidade-duração-frequência (IDF), nas fórmulas empíricas usadas na aplicação do método racional, representa a maior intensidade média da precipitação com a duração considerada. Representa assim o maior valor da média móvel da intensidade da chuva ao longo de todo episódio pluvial.

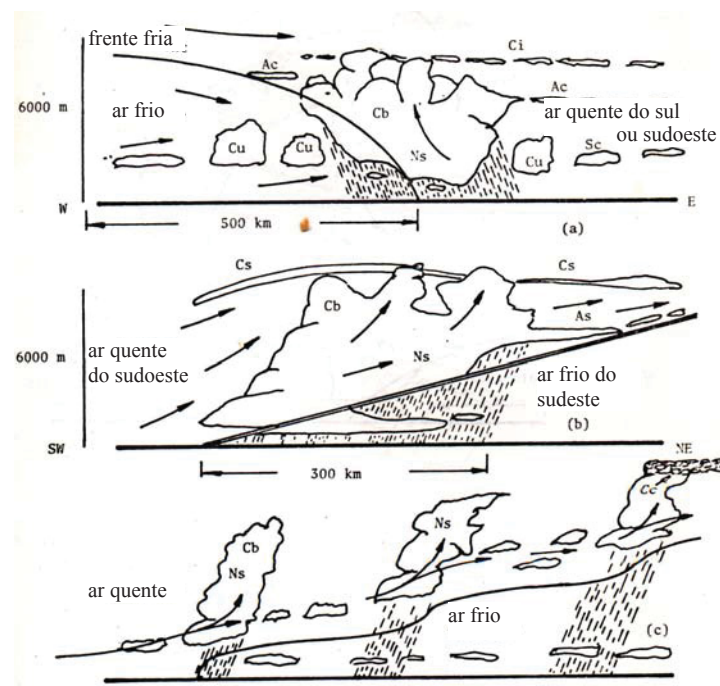


FIGURA 22 – SEÇÕES ESQUEMÁTICAS DE FRENTES DE PRECIPITAÇÃO NO HEMISFÉRIO NORTE, EVIDENCIANDO A GRANDEZA DAS ÁREAS ABRANGIDAS, DA ORDEM DE CENTENAS DE QUILOMETROS (FONTE: RAUDIKIVI, 1979)

É muito importante no conceito estabelecido pelo método racional que a intensidade máxima da chuva possa ser confundida com a média, ao longo da duração

da chuva, porque desta proporção depende a vazão máxima no exutório da bacia. Ao considerar um intervalo de tempo menor que o tempo de concentração, haverá variações da intensidade com a conseqüente variação da vazão no exutório. Assim, muitos entendem a necessidade de limitar a duração da chuva, tomada igual ao tempo de concentração da bacia.

O efeito das dimensões da bacia hidrográfica foi apresentado por RAUDKIVI (1979), podendo-se observar uma relação direta entre a distribuição da chuva e a área da bacia. Pode-se notar que as dimensões são maiores que corriqueiramente previstas para aplicação do método racional, mas faz sentido, quando se analisam as dimensões dos fenômenos atmosféricos, muitas vezes da ordem de centenas de quilômetros (ver Figura 22).

Segundo RAUDKIVI (1979), a distribuição por área de uma medição puntual de chuva, pode ser feita com base na equação:

$$K = \frac{P_A}{P} = 1 - e^{\left(-1,1t_r^{\frac{1}{4}}\right)} + e^{\left(-1,1t_r^{\frac{1}{4}} - 0,01A\right)} \quad (3.4)$$

Onde: t_r = duração da chuva, em horas;

A = área da bacia, em milhas quadradas ($1 \text{ mi}^2 = 2,56 \text{ km}^2$).

K = proporção entre a precipitação puntual (P_A) e a precipitação média (P).

A plotagem desta equação, como visto na Figura 23, mostra a regularidade de chuvas de grande duração e a rápida variação para chuvas de pequena duração, em função da área da bacia, com base no estudo de 7 bacias dos E.U.A., variando de 250 a 1000 km^2 , com registros entre 7 e 15 anos.

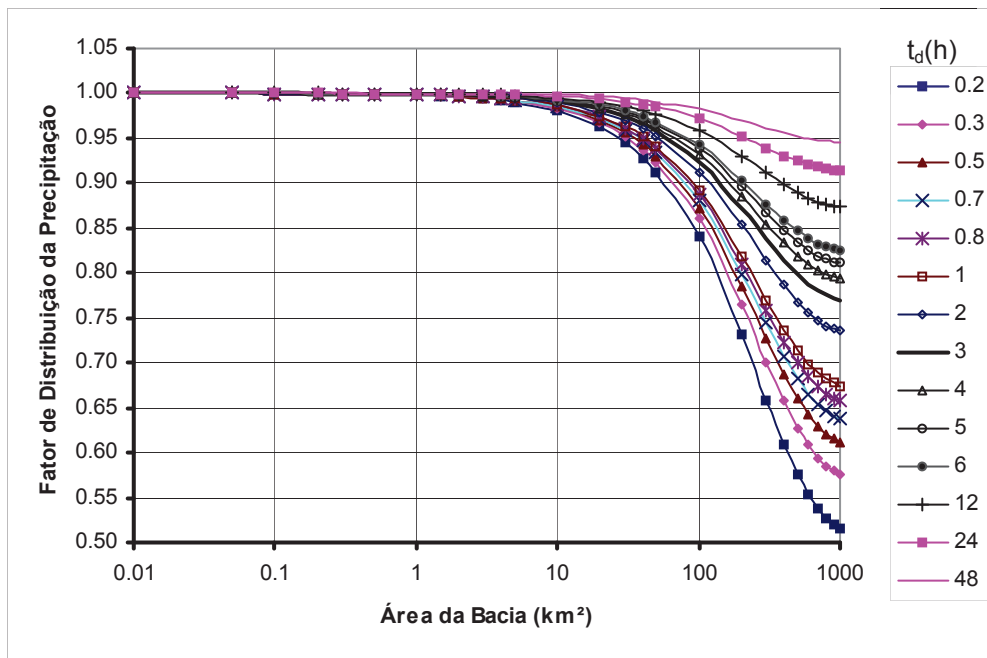


FIGURA 23 – DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DA CHUVA EM FUNÇÃO DA ÁREA DA BACIA E DA DURAÇÃO DA PRECIPITAÇÃO (FONTE: RAUDKIVI, 1979).

Pelo exposto, chuvas rápidas, com 10 minutos de duração poderiam ser consideradas uniformemente distribuídas até 30 km² de área de drenagem, com 95% de acuidade. Já chuvas de maior duração tenderiam a serem uniformes em áreas muito maiores.

O SCS estabelece um critério de distribuição baseado na forma da bacia e na sua cobertura, de acordo com a fórmula:

$$f = 1 - 0,1 * \log\left(\frac{A}{25}\right) \quad \text{para } A > 25 \text{ km}^2 \quad (3.5)$$

e

$$f = 1 \quad \text{para } A \leq 25 \text{ km}^2 \quad (3.6)$$

Onde: f = fator de distribuição da precipitação;

A = área da bacia, em km².

PINTO et al. (1975), apresentam uma análise da proporção entre o pico e a média precipitada, em função da área da bacia, reproduzida na Figura 24.

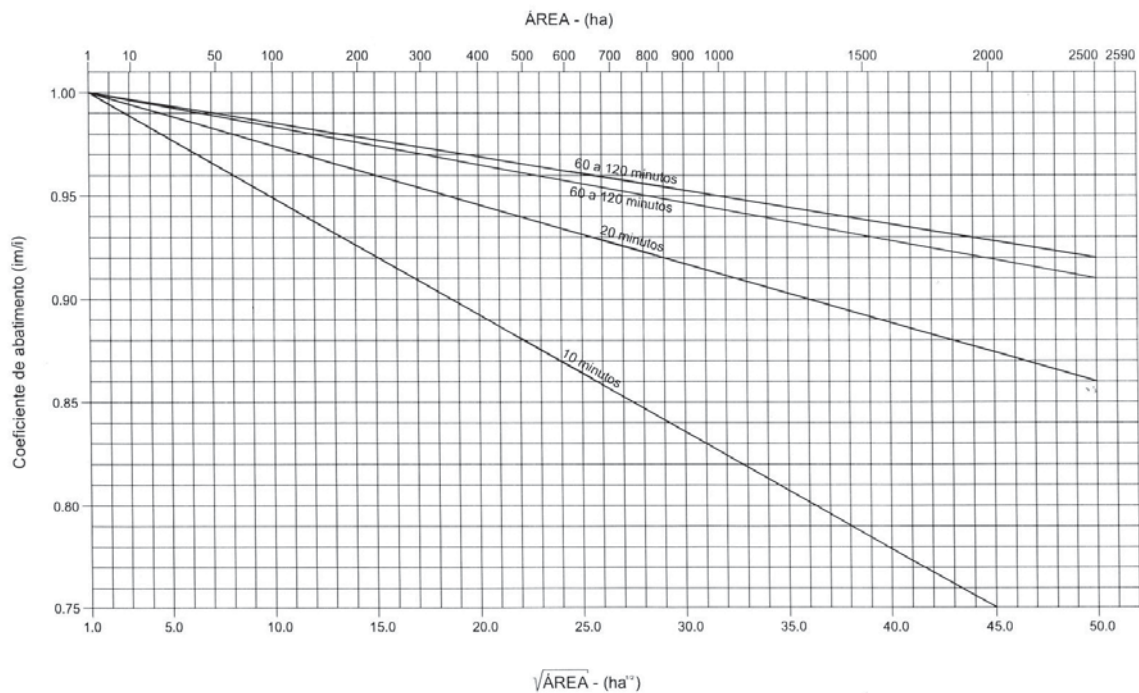


FIGURA 24 - RELAÇÃO ENTRE A INTENSIDADE MÁXIMA E A MÉDIA DE CHUVAS NA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA (FONTE: PINTO ET AL., 1975).

Nota-se que a distribuição é mais uniforme para chuvas com maiores durações e, para a mesma duração, para chuvas de maior intensidade.

Na avaliação de pequenas bacias, observa-se na Figura 24 que, se considerarmos 95% de abatimento, teremos áreas de 100 ha para chuvas de 10 minutos de duração, 325 ha para chuvas de 20 minutos de duração, 800 ha para chuvas de 30 a 60 minutos de duração e 1000 ha para chuvas de 90 a 120 minutos de duração.

Segundo PINTO et al. (1975) a adoção de valores pontuais para a precipitação poderá ser utilizada para tempos de concentração entre 1 e 2 horas, usando períodos de retorno de 20 a 25 anos (JOHNSTONE e CROSS apud: PINTO et al., 1975); áreas de até 2,6 km² conforme o Handbook of Concrete Culvert Pipe Hydraulics – Portland Cement Association (apud: PINTO et al., 1975); áreas de até 26 km², segundo LINSLEY, KOHLER e PAULHUS apud: PINTO et al., (1975).

3.3.2 Armazenamento da Bacia

RAUDKIVI (1979) propõe que em pequenas áreas, a vazão é proporcional a área, ou seja, $Q \propto A$, para áreas de até 1.500 km^2 , $Q \propto A^{0,75}$ e para áreas acima de 1.500 km^2 , $Q \propto A^{0,50}$, o que sugere algum tipo de abatimento em função do armazenamento da bacia.

Para a faixa de proporcionalidade, PORTO (1995) menciona limites entre 1 e 5 km^2 . Na prática, para compensar o efeito de amortecimento das chuvas, incorporam-se coeficientes de abatimento e fatores de distribuição, para compensar a variabilidade espacial da precipitação, de modo a estender, tanto quanto possível, a aplicação do método racional.

O DER/SP (1980), por exemplo, admite o uso do método racional em bacias com área até $0,5 \text{ km}^2$. Entre $0,5 \text{ km}^2$ e $1,0 \text{ km}^2$, propõe o método racional modificado, cuja vazão de pico obtém-se multiplicando a expressão tradicional por um fator de ajuste $f=A^{-0,10}$, sendo “A” a área da bacia em hectares.

A prefeitura de Porto Alegre-RS, adota um modelo semelhante usando na fórmula do método racional um coeficiente de abatimento embutido na área da bacia. Fazendo $A^{0,95}$ para áreas de 30 até 50 ha e $A^{0,90}$ para áreas de 50 até 150 ha, que equivalem aos fatores de ajuste de $f=A^{-0,05}$ e $f=A^{-0,10}$, respectivamente.

Incorporando fatores que aproximem o armazenamento e a distribuição de chuvas sobre a bacia, usando a notação apresentada por PINTO et al. (1975), para as unidades métricas, a equação do Método Racional pode ser definida como:

$$Q_p = \frac{\phi C I A f}{3,6} \quad (3.7)$$

Onde: Q_p = vazão de pico, em m^3/s ;

C = coeficiente adimensional que reflete a impermeabilização da bacia, se os efeitos de armazenamento forem desprezados;

φ = coeficiente de retardo, adimensional, menor do que a unidade, que reflete a os efeitos de armazenamento da bacia.

f = coeficiente de distribuição da chuva.

I = intensidade média máxima da chuva, em mm/h;

A = área da bacia, em km².

O coeficiente de retardo, apresentado em PINTO et al. (1975), pode ser avaliado de duas formas:

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt[n]{100A}} \quad (3.8)$$

Onde: A = área da bacia, em km²;

n = coeficiente em função da declividade da bacia, sendo:

$n = 4$ (Burlki-Ziegler) para bacias de declividade inferior a 5/1000;

$n = 5$ (McMath) para declividades até 1/100;

$n = 6$ (Brix) para declividades maiores que 1/100.

ou

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt[n]{10L}} \quad (3.9)$$

Onde: L = comprimento do talvegue, em km;

n = coeficiente em função da declividade da bacia, sendo:

$n = 3,5$ para declividades fortes;

$n = 3,0$ para declividades médias;

$n = 2,5$ para declividades fracas.

3.3.3 Efeito da Urbanização

O efeito da urbanização no escoamento superficial tem sido descrito por vários autores como sendo amplificador da vazão de enchente.

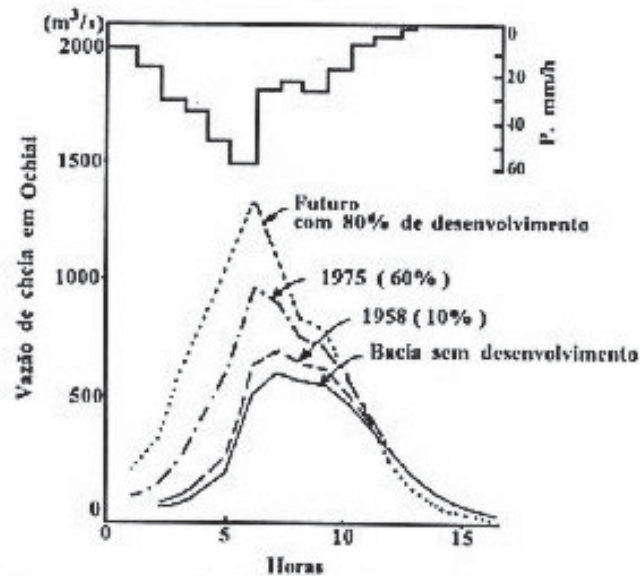


FIGURA 25 – EVOLUÇÃO DA VAZÃO DE PICO NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO TSURUMI – JAPÃO (FONTE: TUCCI E GENZ, 1995 APUD YOSHIMOTO E SUETSUGI, 1990).

Observa-se, de imediato, na Figura 25, que ocorre uma diminuição do tempo de concentração e uma redução na capacidade de infiltração, levando a um aumento da vazão de pico que pode ser até seis vezes maior que a vazão de pico da mesma bacia (Figura 26), sem urbanização (RAUDKIVI, 1979; FENDRICH, 2002).

O aumento da vazão de pico tem relação expressa com o acréscimo da taxa de impermeabilização da área. TUCCI (2000) propõe estimar o coeficiente de escoamento superficial pela área de impermeabilização na RMC – Região Metropolitana de Curitiba.

Por outro lado, nota-se que freqüentemente o índice de impermeabilização de bacias urbanas de ocupação residencial teria um valor limitado em torno de 0,65, devido a uma legislação rígida de uso e ocupação do solo. Além do efeito da impermeabilização o tempo de concentração da bacia diminui, o que implica em chuvas críticas de menor duração, e portanto, mais intensas.

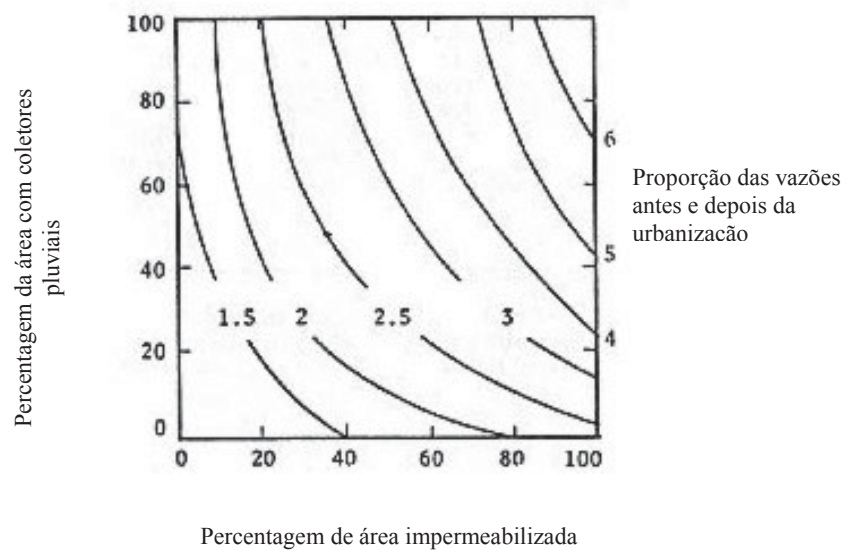


FIGURA 26 – AUMENTO DA VAZÃO SUPERFICIAL DEVIDO À URBANIZAÇÃO DA ÁREA (FONTE: RAUDKIVI, 1979).

O volume precipitado, contudo, aparentemente não varia em função da urbanização, embora se discuta na literatura (TUCCI, 2000) que o aumento da retenção de calor provoque um incremento de chuvas convectivas, de maior intensidade.

3.4 USO DO MÉTODO RACIONAL EM BACIAS URBANAS

No caso dos sistemas de drenagem urbana, na maior parte dos canais ou galerias não existe escoamento subterrâneo, pois estes sistemas são alimentados pelas bocas de lobo e condutores pluviais, e o fluxo pode ser considerado essencialmente superficial. Esta condição é reforçada pela elevada taxa de impermeabilização das áreas urbanas e pelos sistemas de coleta das águas pluviais, que diminui a alimentação do lençol freático, aumentando o coeficiente de escoamento superficial, mesmo nos córregos naturais. A exceção ocorre quando esse sistema de drenagem recebe também a carga de esgotos sanitários, tratada ou não, que constitui uma contribuição, muitas vezes, não desprezível. No entanto, neste caso, pode-se somar a vazão de cheia

proveniente do escoamento pluvial a vazão constante devido aos esgotos sanitários.

A taxa de impermeabilização e o escoamento em galerias de águas pluviais são também responsáveis pela diminuição do tempo de concentração nas bacias urbanas. No caso de microbacias a hipótese da uniformidade espacial da chuva é bastante razoável. Para bacias médias, existem esforços no sentido de estimar um coeficiente de uniformização, em função da área da bacia hidrográfica.

Desta forma, o método racional é uma ferramenta satisfatória para a maioria das bacias urbanas, justificando-se sua escolha como o modelo deste trabalho. Com relação a hipótese do armazenamento constante, já foi mostrado que o erro decorrente da simplificação do método é da ordem de 5%, portanto aceitável do ponto de vista da Engenharia.

Apesar do desenvolvimento recente de modelos chuva-vazão bem mais elaborados (e.g. Top model, Hec-Ras) a tendência observada é de prevalecer o uso do método racional em pequenas bacias urbanas, mesmo com áreas ligeiramente maiores do que 5 km², ajustando, se for o caso, os fatores intervenientes.

A bacia que serve de estudo de caso apresenta cerca de 10 km² de área de drenagem. A comparação da vazão máxima obtida pelo método do hidrograma unitário sintético (HUS), do *Soil Conservation Service*, e pelo método racional apresentou na maioria das áreas uma divergência inferior a 20 %, o que é certamente menor que as incertezas que cercam os parâmetros básicos do processo de transformação chuva-vazão.

A vantagem inerente ao método racional consiste na sua simplicidade e de ser muito pouco exigente em termos de dados pluvio-fluviométricos.

A aplicação do método racional depende das seguintes informações:

- 1) Área: É determinada a partir de mapas, planimetrando-se a área contida dentro do divisor de águas. Em bacias urbanas, a área da bacia nem sempre é limitada pelo seu divisor de águas, sendo comum a transposição de águas pluviais de parte das bacias vizinhas através de galerias e tubulações.

2) Tempo de concentração: Esse parâmetro, que também pode ser afetado pela transposição de água, representa o tempo de percurso da água, desde o ponto mais distante da bacia até a seção de interesse. Se a duração de uma chuva de intensidade constante, excede o tempo de concentração, toda a área da bacia contribui para o escoamento, a vazão máxima é atingida nesse tempo, e a partir daí passa a ser constante (regime permanente). O tempo de concentração é estimado através de fórmulas empíricas, ou pela divisão do percurso pela velocidade da água nos canais e galerias avaliadas por fórmulas da hidráulica. É importante selecionar formulações adequadas para determinar o tempo de concentração, em função da urbanização e do porte da bacia.

3) Precipitação: Deve-se dispor das relações intensidade-duração-frequência para a região em estudo, ou então, elaborar modelos estatísticos que permitam estimar essa relação.

4) Coeficiente de escoamento superficial: Esse coeficiente deve refletir as condições reais da bacia. Para projetos de obras de controle de cheia deve-se estimar as condições futuras dentro da vida útil da obra e do horizonte de planejamento. Varia com o tempo e pode ser estimado em função da urbanização ou da ocupação e tipo do solo.

No caso de bacias hidrográficas maiores ainda se utiliza o coeficiente de retardo, que reflete os efeitos de armazenamento da bacia além do coeficiente de distribuição da chuva. O primeiro pode ser avaliado pelo método de Muskingum, no caso de bacias ou pela fórmula de Manning em galerias e canais. O coeficiente de distribuição da chuva é avaliado em função da área e da forma da bacia.

Para determinar se uma bacia é hidraulicamente pequena, ou ao menos adequada ao uso do método racional o mais razoável é observar o tempo de concentração. Se ele é pequeno o suficiente para se assumir durante esse tempo a precipitação constante e igual a média do período e se o escoamento é predominantemente superficial, o método é aplicável.

3.5 VARIÁVEIS INTERVENIENTES

3.5.1 Tempo de Recorrência

As precipitações e, conseqüentemente, as vazões usadas para o dimensionamento de obras hidráulicas, tais como as bacias de retenção analisadas neste trabalho são definidas estatisticamente em função da probabilidade de sua ocorrência, descrita usualmente pelo chamado tempo de recorrência ou tempo de retorno.

O tempo de retorno é definido como sendo o valor esperado (média) do intervalo entre dois eventos críticos, que provoquem a falha da obra. Quando se trata de variáveis hidrológicas, relacionadas a enchentes, o evento crítico é a ocorrência de uma chuva ou vazão superior a um valor pré-estabelecido. Assim se $\tau(i)$ é o intervalo entre duas chuvas de intensidades iguais ou superiores a “i”, o tempo de recorrência dessa intensidade vale $Tr = E(\tau)$ (CHOW et al. 1988). Prova-se que para eventos independentes o tempo de recorrência expresso em anos, vale o inverso da probabilidade de se observar ao menos uma chuva de intensidade igual ou superior a i_T num ano qualquer.

$$Tr = \frac{1}{Pr(I_{máx.} \geq i_T)} \quad (3.10)$$

Onde: $I_{máx}$ = intensidade máxima observada em um ano qualquer.

Como a intensidade da chuva e sua distribuição de probabilidades dependem da sua duração, o que foi dito acima vale para uma duração “t” pré-fixada. Desta forma, no caso de chuvas i_T depende, além do tempo de retorno (Tr), também da

duração “t”, de modo que:

$$i_{t,T} = f(Tr, t) \quad (3.11)$$

Segundo VILLELA e MATOS (1975), CHOW et al. (1988) e PINTO (1987), em princípio a fixação do tempo de retorno deveria ser feita por critérios econômicos, procurando-se o mínimo entre a soma do custo de construção da obra e do valor presente esperado dos prejuízos causados pelas suas falhas futuras ao longo de sua vida útil.

Entretanto, devido a dificuldades em avaliar objetivamente o custo das falhas, principalmente custos indiretos e custos intangíveis, na prática, a fixação do tempo de recorrência normalmente é feita por critérios estabelecidos em normas ou consagrados pela prática da Engenharia, e referidos na literatura em tabelas que consideram em geral:

- a) Vida útil da obra;
- b) Tipo de estrutura;
- c) Facilidade de reparação;
- d) Perigo de perdas de vida;
- e) Ocupação da área afetada;
- f) Incertezas hidrológicas.

Por exemplo, numa avaliação do tempo de recorrência em função do tipo de obra poderiam ser adotados como critérios de referências, aqueles listados na Tabela 2.

TABELA 2 - TEMPO DE RECORRÊNCIA EM FUNÇÃO DO TIPO DE OBRA.

Tipo da Obra	Tempo de Recorrência (anos)
Extravador de uma barragem de terra	10000
Extravador de uma barragem galgável de concreto	1000
Barragens de concreto, pequenas, para abastecimento de água	100 a 500
Galeria de águas pluviais	5 a 20

No caso de obras de arte correntes e especiais em estradas o DER/SP adota os critérios apresentados na Tabela 3.

TABELA 3 - TEMPO DE RECORRÊNCIA EM FUNÇÃO DO TIPO DE OBRA, DE ACORDO COM DER/SP.

Tipo da Obra	Tempo de Recorrência (anos)
Dispositivos de drenagem superficial	10
Bueiros ou galerias	50
Canalização de córregos com borda livre	50
Pontes, verificação da borda livre na canalização de córregos	100

Para as obras de drenagem urbana, DAEE/ CETESB, em publicação de 1980, conforme TUCCI (1995), estabelece o uso dos tempos de recorrência, em função da ocupação da obra, de acordo com os listados na Tabela 4:

TABELA 4 - TEMPO DE RECORRÊNCIA EM FUNÇÃO DA OCUPAÇÃO.

Abrangência	Ocupação	Tempo de Recorrência – (anos)
Microdrenagem	Residencial	2
	Comercial	5
	Áreas com edifícios de serviço público	5
	Aeroportos	2 a 5
	Áreas comerciais e artérias de tráfego	5 a 10
Macro drenagem	Áreas comerciais e residenciais	50 a 100
	Áreas de importância específica	500

Outro critério interessante é o de fixar o tempo de recorrência em função do risco que se deseja correr, no caso da obra falhar durante sua vida útil.

O risco de uma estrutura falhar pelo menos uma vez ao longo de n anos, dimensionada com tempo de recorrência Tr , é dado por:

$$r = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^n \quad (3.12)$$

Onde: r = risco de falha durante a vida útil;

Tr = tempo de recorrência, em anos;

n = vida útil da obra, em anos.

Uma avaliação do tempo de recorrência com este critério pode ser resumida na Tabela 5.

TABELA 5 - RESUMO DA AVALIAÇÃO DO TEMPO DE RECORRÊNCIA EM FUNÇÃO DA VIDA ÚTIL E DO RISCO ADMISSÍVEL

Risco Admissível(r)	Vida útil da obra, em anos (n)					
	1	10	25	50	100	200
0,01	100	995	2 488	4 975	9 950	19 900
0,10	10	95	238	475	950	1 899
0,25	4	35	87	174	348	695
0,50	2	15	37	73	145	289
0,75	1,3	7,7	18	37	73	144
0,99	1,01	2,7	5,9	11	22	44

Na recíproca abaixo (Tabela 6), bastante interessante é se observar o risco que uma determinada obra sofre ao longo de sua vida útil.

TABELA 6 - RISCO (%) EM FUNÇÃO DO TEMPO DE RECORRÊNCIA E DA VIDA ÚTIL

Tr (anos)	Vida útil da obras em anos (n)				
	2	5	25	50	100
2	75	97	99,9	99,9	99,9
5	36	67	99,9	99,9	99,9
10	19	41	93	99	99,9
25	25	18	64	87	98
50	40	10	40	64	87
100	2	5	22	39	63
500	0,4	1	5	9	18

Sendo as bacias de detenção, essencialmente, estruturas de macrodrenagem, o tempo de retorno a ser utilizado é da ordem de 50 a 100 anos, o que para uma vida útil de 25 a 50 anos resulta num risco de falha ao longo desse período de 22 a 64 %.

3.5.2 Coeficiente de Escoamento Superficial.

O coeficiente de escoamento superficial, adimensional, representa a parcela da chuva total que se transforma em escoamento superficial, podendo considerar ou não os efeitos de amortecimento na bacia. Quando o amortecimento não é considerado, o coeficiente de escoamento também é chamado coeficiente de deflúvio.

Em razão disto, o coeficiente de escoamento superficial é função de uma série de fatores, como o tipo de solo, a ocupação da bacia, a umidade antecedente, a intensidade da chuva, entre outros. Apesar disso, costuma-se no método racional, adotar um valor constante, o que deve ser feito com muito cuidado.

PORTO (1995), apresenta uma tabela que define o coeficiente de escoamento em função do tipo de solo, para períodos de retorno de 5 a 10 anos, reproduzida em parte na Tabela 7.

TABELA 7 - COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL DIRETO (TR=10 ANOS) ADOADO PELA PMSP – (WILKEN,1978 APPUD PORTO,1995)

OCUPAÇÃO DO SOLO	(C)
DE EDIFICAÇÃO MUITO DENSE: partes centrais, densamente construídas de uma cidade com rua e calçadas pavimentadas.	0,70 a 0,95
DE EDIFICAÇÃO NÃO MUITO DENSE: partes adjacentes ao centro, de menor densidade de habitações, mas com rua e calçadas pavimentadas.	0,60 a 0,70
DE EDIFICAÇÃO COM POUCAS SUPERFÍCIES LIVRES: partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas.	0,50 a 0,60
DE EDIFICAÇÃO COM MUITAS SUPERFÍCIES LIVRES: partes residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas, mas com muitas áreas verdes.	0,25 a 0,50
DE SUBÚRBIO COM ALGUMA EDIFICAÇÃO: partes de arrabaldes e subúrbios com pequena densidade de construções.	0,10 a 0,25
DE MATAS, PARQUES E CAMPOS DE ESPORTES: partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques ajardinados e campos de esporte sem pavimentação.	0,05 a 0,20

Para períodos de retorno maiores, há necessidade de corrigir o valor do coeficiente de escoamento superficial. WILKEN (1978) propõe a seguinte expressão:

$$C_T = 0,8Tr^{0,1}C_{10} \quad (3.13)$$

Onde: C_T = coeficiente de escoamento superficial para o período de retorno

Tr = em anos;

C_{10} = coeficiente de escoamento superficial para o período de retorno

$Tr=10$ anos;

Tr = tempo de retorno, em anos.

Quando a bacia apresenta ocupação heterogênea, é recomendável calcular o valor de C pela média ponderada, de acordo com a Equação (3.14):

$$C = \frac{1}{A} \sum C_i A_i \quad (3.14)$$

Onde: C = coeficiente médio de escoamento superficial;

A = área de drenagem total da bacia hidrográfica;

C_i = coeficiente de escoamento superficial correspondente à ocupação “i”;

A_i = área da bacia hidrográfica correspondente à ocupação “i”.

ARNELL (1989), destaca informações úteis sobre o escoamento superficial em áreas com floresta e descobertas, reproduzidas na Tabela 8.

TABELA 8 COEFICIENTES DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL EM ÁREAS COM FLORESTA E DESCOBERTAS.

Parâmetro	Superfície	
	Com floresta	Descoberta
Coeficiente de escoamento em cada evento	0,17 a 0,47	0,75
Coeficiente de escoamento médio, anual	0,13 a 0,29	0,6
Perda inicial de chuva	30 a 80 mm	2 a 6 mm
Taxa de infiltração final	50 mm/h	10 mm/h

(FONTE: ARNELL, 1989)

Segundo a ASCE (1969), os coeficientes de escoamento superficial podem ser avaliados como apresentado nas Tabelas 9 e 10.

TABELA 9 - COEFICIENTES DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL (C) EM FUNÇÃO DA SUPERFÍCIE

Superfície	Coeficiente de Escoamento (C)	
	Limites	Normal
Pavimento:		
- asfalto	0,70 a 0,95	0,83
- concreto	0,80 a 0,95	0,88
- calçadas	0,75 a 0,85	0,80
- telhado	0,75 a 0,95	0,85
Gramma, em solo arenoso, declividade:		
- baixa ($S < 2\%$)	0,05 a 0,10	0,08
- média ($2\% < S < 7\%$)	0,10 a 0,15	0,13
- alta ($S > 7\%$)	0,15 a 0,20	0,18
Gramma, em solo argiloso, declividade:		
- baixa ($S < 2\%$)	0,13 a 0,17	0,15
- média ($2\% < S < 7\%$)	0,18 a 0,22	0,20
- alta ($S > 7\%$)	0,25 a 0,35	0,30

TABELA 10 – COEFICIENTES DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL (C) EM FUNÇÃO DA OCUPAÇÃO

Ocupação	C
Área comercial	
- central	0,70 a 0,90
- bairros	0,50 a 0,70
Área residencial	
- residências isoladas	0,35 a 0,50
- unidades múltiplas, separadas	0,40 a 0,60
- unidades múltiplas, conjugadas	0,60 a 0,75
- lotes com área maior que 2 000 m ²	0,30 a 0,45
- áreas com apartamentos	0,50 a 0,70
Área industrial	
- indústrias leves	0,50 a 0,80
- indústrias pesadas	0,60 a 0,90
Parques e cemitérios	0,10 a 0,25
Praças	0,20 a 0,35
Pátios ferroviários	0,20 a 0,40
Áreas sem melhoramentos	0,10 a 0,30

Segundo WILLIAMS (1949) apud TUCCI et al. (1995), o coeficiente de escoamento para áreas rurais apresenta os valores listados na Tabela 11.

TABELA 11 – COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL PARA ÁREAS RURAIS

Tipo de Área	C
Topografia:	
- terreno plano, declividade de 0.2 a 0.6 m/km	0,30
- terreno ondulado, declividade de 3 a 4 m/km	0,20
- terreno íngreme, declividade de 30 a 50 m/km	0,10
Solo:	
- argila impermeável	0,10
- silte, de permeabilidade média	0,20
- arenoso, de alta permeabilidade	0,40
Cobertura:	
- áreas cultivadas	0,10
- áreas arborizadas	0,20

TUCCI (2000), relaciona a taxa de impermeabilização da bacia com o coeficiente de escoamento superficial, de acordo com a Equação (3.15):

$$C = C_p + (C_i - C_p)F_i \quad (3.15)$$

Onde: C = coeficiente de escoamento superficial da bacia;

C_i = coeficiente de escoamento superficial da parte impermeável da bacia;

C_p = coeficiente de escoamento superficial da parte permeável da bacia;

F_i = proporção ocupada pela área da parte impermeável da bacia, em relação a área total.

Para a Região Metropolitana de Curitiba o Autor adotou $C_i = 0,95$ e $C_p = 0,15$, resultando

$$C = 0,15 + 0,8 F_i \quad (3.16)$$

SCHULER (1987) apud TUCCI et al. (1995), obteve o seguinte resultado com base em 44 bacias pequenas nos EUA:

$$C=0,050+0,90 F_i \quad (3.17)$$

Onde: C = coeficiente de escoamento superficial;

F_i = proporção da área impermeabilizada da bacia.

TUCCI (2000), pesquisando 12 bacias hidrográficas brasileiras chegou a seguinte equação :

$$C=0,04+0,80 F_i \quad \text{com } R^2=0,81 \quad (3.18)$$

Onde: R^2 = coeficiente de determinação.

E, eliminando os dados com maior divergência da média:

$$C=0,047+0,90 F_i \quad \text{com } R^2=0,92 \quad (3.19)$$

Onde: C ; F_i ; R^2 = definidos anteriormente.

O que praticamente concorda com a Equação (3.17).

Comparando a Equação (3.19) com a expressão geral Equação (3.15) resulta para áreas permeáveis $C_p = 0,05$ e para áreas impermeáveis $C_i = 0,95$.

Neste mesmo trabalho TUCCI relaciona a fração da área impermeável com a densidade demográfica, segundo a Equação (3.20):

$$F_i = 0,00489 DH \quad \text{com } R^2=0,997 \quad (3.20)$$

Onde: DH = densidade demográfica, hab/ha;

F_i = definida anteriormente.

Esta relação foi desenvolvida em áreas acima de 200 ha com ocupação predominantemente residencial, e densidade demográfica menor que 120 hab/ha.

Das Equações (3.15) e (3.19), TUCCI (2000), estabelece uma relação de proporcionalidade entre os dois parâmetros, na forma da Equação (3.21):

$$\frac{C}{C_p} = 1 + m.F_i = 1 + r.DH \quad (3.21)$$

Onde: " m " varia de 5 a 18;

" r " varia de 0,03 a 0,09.

Análises da variação dos parâmetros indicam que para 10% de aumento da área impermeabilizada, o valor do coeficiente de escoamento superficial, pode aumentar em até 180%, sendo que para cada 10 hab/ha de incremento, o aumento do coeficiente de escoamento superficial pode chegar à quase 100%.

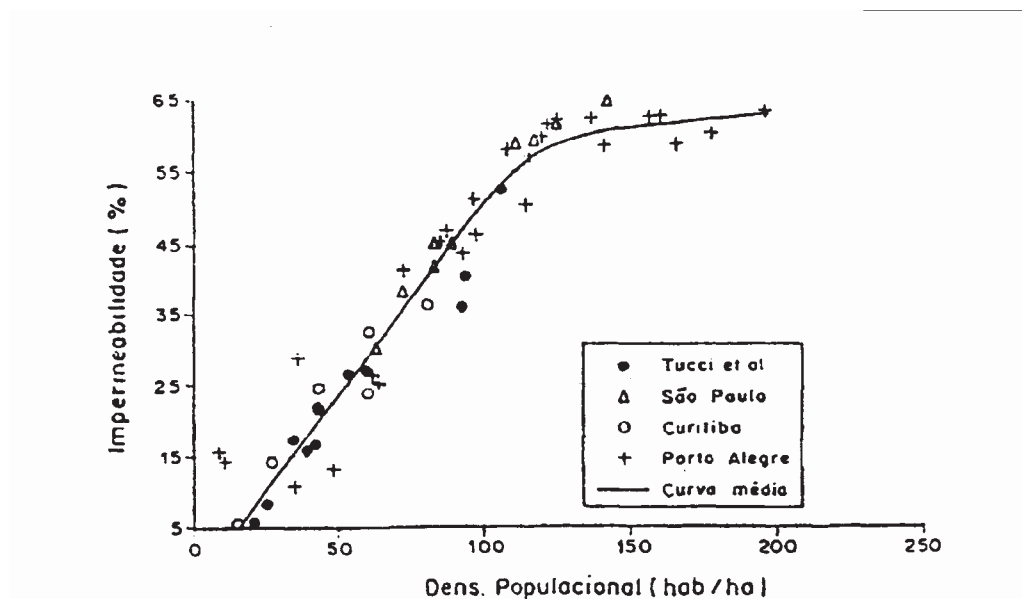


FIGURA 27 - TENDÊNCIA GERAL DA RELAÇÃO DENSIDADE POPULACIONAL IMPERMEABILIZAÇÃO EM BACIAS HIDROGRÁFICAS URBANAS (FONTE: CAMPANA E TUCCI, 1994).

Um aspecto interessante das relações de densidade populacional com a área impermeabilizada foi levantado por CAMPANA e TUCCI (1994), mostrando uma estabilização da área impermeável com densidades habitacionais a partir de 100 hab/ha, conforme a Figura 27, indicando um limite da taxa de impermeabilização de 0,60 a 0,65, que é coerente com as leis de uso e ocupação do solo, correspondendo a um limite de aproximadamente 60% de área impermeabilizada.

Algumas expressões propostas para avaliação do coeficiente de escoamento superficial listadas por (PINTO et al., 1975), são apresentadas a seguir.

GREGORY (*apud*: PINTO et al., 1975), apresenta uma expressão em função da duração da chuva, estando aí implícita a intensidade, mas desconsiderando o efeito do tempo de recorrência:

$$C = 0,175t^{1/3} \quad (3.22)$$

Onde: t = duração da chuva, em minutos.

HOAD (*apud*: PINTO et al., 1975), estima o coeficiente de escoamento superficial em função da permeabilidade do terreno associada à duração da chuva, avaliada como:

$$C = \frac{at}{b+t} \quad (3.23)$$

Onde: t = duração da chuva, em minutos;

a, b = parâmetros do solo, conforme Tabela 12.

TABELA 12 - COEFICIENTES DA FÓRMULA DE HOAD PARA COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL

Terreno	Impermeável	Médio	Permeável
A	1	0,5	0,3
B	8	15	20

VERNUDE (*apud*: PINTO et al., 1975), calcula o coeficiente de escoamento superficial em função de grandezas dinâmicas, de acordo com a Equação (3.24):

$$C = 1 - \left(\frac{\frac{279,4}{h} + 0,29}{4,75} \right) t_0^{1,16} \quad (3.24)$$

Onde: t_0 = temperatura média anual em °C.

h = altura de chuva média anual, em mm.

JUSTIN (*apud*: PINTO et al., 1975), também calcula o coeficiente de escoamento superficial em função de grandezas dinâmicas, de acordo com a Equação (3.25).

$$C = 0,0372 \frac{h}{t_0} S^{0,155} \quad (3.25)$$

Onde: t_0 = temperatura média anual em °C.

h = altura de chuva média anual, em mm;

S = declividade média da bacia.

BERNARD (*apud*: PINTO et al., 1975), estabelece uma relação com o tempo de recorrência, na forma da Equação (3.26).

$$C = C_{\max} \left(\frac{Tr}{100} \right)^n \quad (3.26)$$

Onde: C_{\max} = valor de C correspondente a $Tr=100$ anos;

Tr = tempo de recorrência;

n = expoente numérico.

HORNER (*apud*: PINTO et al., 1975), usa a taxa de impermeabilização da bacia, associada a duração da chuva, na forma da expressão abaixo:

$$C = 0,364 \log(t) + 0,0042r - 0,145 \quad (3.27)$$

Onde: r = porcentagem impermeabilizada da área;

t = duração da chuva, em minutos.

FANTOLI (*apud*: PINTO et al., 1975), usa a taxa de impermeabilização da bacia associada a precipitação antecedente “*it*”, na Equação (3.28):

$$C = a(it)^{\frac{1}{3}} \quad (3.28)$$

Onde: t = duração da chuva, em horas;

a = coeficiente em função da porcentagem impermeabilizada da área;

i = intensidade da chuva, em mm/h.

A Figura 28 apresenta graficamente o valor obtido pelo critério de Fantoli.

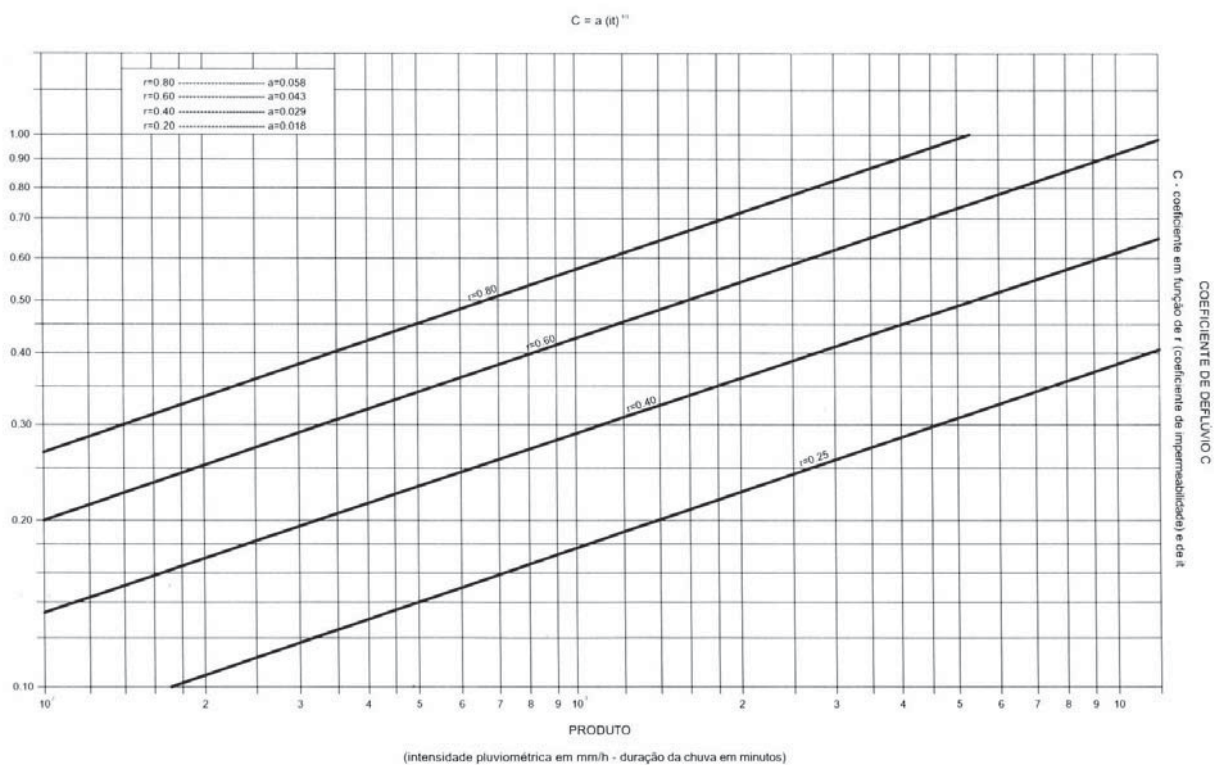
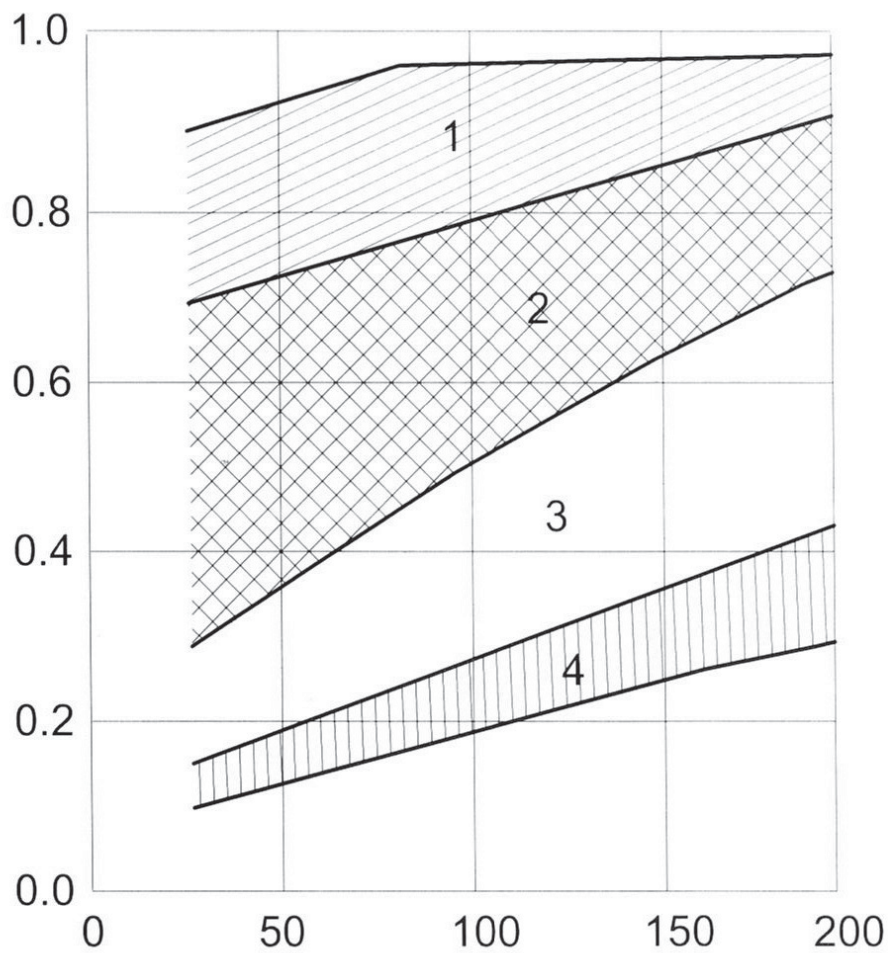


FIGURA 28 – COEFICIENTE DE DEFLÚVIO PELO CRITÉRIO DE FANTOLI.

PINTO et al. (1975), apresenta também o gráfico da Associação de Cimento Portland (Figura 29), contido no "Handbook of Culvert Pipe Hydraulics", que fornece o coeficiente de escoamento superficial em função da chuva e do tipo do terreno.



- 1-Terreno com baixa permeabilidade
- 2-Terreno com permeabilidade baixa a média
- 3-Terreno com permeabilidade média a alta
- 4- Terreno com alta permeabilidade

FIGURA 29 – COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL EM FUNÇÃO DA INTENSIDADE DE CHUVA E DO TIPO DO TERRENO.

PINTO et al. (1975) apresentam valores de C em função da ocupação da bacia, proposta pelo Colorado Highway Department, de acordo com os limites dos coeficientes de escoamento superficial apresentados na Tabela 13.

TABELA 13 - LIMITES DO COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL, (C).

Ocupação do Terreno	C em %
Superfícies impermeáveis	90-95
Terreno estéril montanhoso	80-90
Terreno estéril ondulado	60-80
Terreno estéril plano	50-70
Prados, Campinas, terreno ondulado	40-65
Matas decíduas, folhagem caduca	35-60
Matas coníferas, folhagem permanente	25-50
Pomares	15-40
Terrenos cultivados, zonas altas	15-40
Terrenos cultivados, vales	10-30

3.5.3 Tempo de Concentração

Sendo a vazão máxima de retenção dependente do tempo de concentração da bacia, apresenta-se a seguir uma coletânea de formulações para avaliação desta grandeza.

Segundo PINTO et al. (1975) o tempo de concentração de uma bacia hidrográfica é o tempo necessário para que, mantida uma precipitação constante e uniforme, com intensidade superior a capacidade de infiltração, toda a área da bacia passe a contribuir para a seção de controle.

Pode ser entendido também como o tempo necessário para o percurso de um pulso de escoamento, desde o ponto mais afastado, no divisor, até a seção estudada da bacia (RAUDKIVI, 1979).

Segundo (TUCCI, 2002), o tempo de concentração pode ser medido observando-se o intervalo entre o fim da precipitação e o ponto do hidrograma na seção de controle, correspondente ao fim do escoamento superficial.

Considerando que para pequenas bacias hidrográficas, na maioria dos casos, não se dispõe de dados simultâneos pluvio e fluviométricos que permitam a determinação experimental do tempo de concentração, apresenta-se a seguir uma coletânea das metodologias de cálculo para estimar o tempo de concentração da bacia, geralmente a partir das características fisiográficas.

PORTO (1995), comenta que a forma teórica mais correta de se calcular o tempo de concentração é o uso do método cinemático. O uso de fórmulas empíricas deve se limitar a bacias semelhantes, devido a limitações impostas por sua obtenção.

3.5.3.1 Método Cinemático

O método cinemático consiste em dividir a bacia hidrográfica em trechos homogêneos e calcular a velocidade do escoamento em cada um deles. O tempo de concentração será dado pelo somatório dos tempos de percurso por todos os trechos que compõe o caminho percorrido ao longo do talvegue principal:

$$t_c = \frac{1}{60} \sum \frac{L_i}{V_i} \quad (3.29)$$

Onde: t_c = tempo de concentração, em minutos;

L_i = comprimento de cada trecho homogêneo, em metros;

V_i = velocidade de escoamento no trecho “ i ”, em m/s.

A velocidade de escoamento no trecho “ i ” (V_i), quando este é constituído por superfícies ou por calhas rasas, pode ser estimado pela fórmula da Equação (3.30):

$$V_i = C_v S_i^{0,5} \quad (3.30)$$

Onde: S_i = declividade média do trecho, em porcentagem;

V_i = velocidade de escoamento no trecho “ i ”, em m/s;

C_v = coeficiente de escoamento em superfícies e calhas.

Exemplos dos valores para o coeficiente de escoamento em superfícies e calhas estão listados na Tabela 14.

TABELA 14 – COEFICIENTE DE ESCOAMENTO EM SUPERFÍCIES E CALHAS RASAS (C_v)

Ocupação do solo	C_v
Florestas densas	0,075
Campos naturais pouco cultivados	0,135
Gramas ou pastos ralos	0,210
Solos quase nus	0,300
Canais gramados	0,450
Escoamento em lâmina sobre pavimentos ou em sarjetas e calhas rasas	0,600

(FONTE: TUCCI, 1995)

Em bacias urbanas, com sistemas de drenagem pluvial, o tempo de concentração será composto por duas parcelas, de acordo com a Equação (3.31):

$$t_c = t_i + t_t \quad (3.31)$$

Onde: t_c = tempo de concentração, em minutos;

t_i = tempo inicial, desde o início até atingir a rede de drenagem, contada na primeira boca de lobo, em minutos;

t_t = tempo de translação na rede de drenagem, calculada pelas fórmulas do escoamento em condutos, em minutos.

O tempo inicial (t_i), também pode ser desmembrado em duas parcelas, de acordo com:

$$t_i = t_{i1} + t_{i2} \quad (3.32)$$

Onde: t_i = tempo inicial total, em minutos;

t_{i1} = tempo de escoamento laminar sobre superfícies curtas (<50m), como os telhados, em minutos;

t_{i2} = tempo de escoamento em calhas rasas, aplicável às sarjetas, a medida que a lâmina de água vai alargando, em minutos.

O tempo t_{i1} pode ser estimado através de:

$$t_{i1} = \frac{0,65(1,1 - C)L^{1/2}}{S^{1/3}} \quad (3.33)$$

Onde: C = coeficiente de escoamento superficial para $5 \leq Tr \leq 10$ anos;

L = comprimento do escoamento (máximo 50m), em metros;

S = declividade média da bacia, em porcentagem;

O tempo t_{i2} que corresponde ao escoamento em canais rasos ou na sarjeta é dado por:

$$t_{i2} = \frac{L_i}{V_i} \quad (3.34)$$

Onde: L_i ; V_i = definidos anteriormente.

A velocidade de translação através da rede de drenagem, t_t , pode ser estimada a partir da geometria das galerias e da declividade, usando-se fórmulas clássicas da hidráulica, como por exemplo, a fórmula de Manning:

$$V = \frac{R^{2/3} i^{1/2}}{n} \quad (3.35)$$

Onde: V = velocidade de escoamento (m/s);

R = raio hidráulico (m);

i = declividade do canal (m/m);

n = coeficiente de rugosidade do material (da superfície).

A partir do conhecimento da velocidade nas galerias pode-se obter o tempo de translação pela Equação (3.34).

3.5.3.2 Fórmula de Kirpich

É uma fórmula empírica muito usada, desenvolvida em 1940, com dados de sete pequenas bacias rurais do Tennessee, com declividades de 3% a 10% e áreas de, no máximo 0,50 km².

$$t_c = 3,989L^{0,77}S^{-0,385} \quad (3.36)$$

Onde: t_c = tempo de concentração, em minutos;

L = comprimento do talvegue, em km;

S = declividade do talvegue, em m/m.

Retrata o escoamento em superfícies e canais, representados pelas variáveis L e S . Quando $L > 10\text{km}$ a fórmula tende a subestimar o valor de t_c . Também no caso de bacias urbanas deve ser usada com cautela, pois superestima o valor de t_c . Há a recomendação (CHOW et al., 1988), em reduzir o tempo de concentração em 40% no caso de bacias urbanas, quando se utiliza a Fórmula de Kirpich.

3.5.3.3 Califórnia Culverts Practice (E.U.A.)

Apresentada em 1942, pelo Departamento de Estradas de Rodagem da Califórnia, é a mesma fórmula de Kirpich, substituindo S por L/H , como pode ser observado na Equação (3.37). Aplicam-se as mesmas limitações, ou seja, declividades de 3% a 10% e áreas de no máximo 0,50 km², embora na prática corrente tem sido usada para áreas maiores dentro da aplicabilidade do método racional.

$$t_c = 57 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (3.37)$$

Onde: t_c = tempo de concentração, em minutos;

L = comprimento do talvegue, em km;

H = desnível total do talvegue, em metros.

Segundo o DER/SP, para bacias com áreas de drenagem superiores a 100 ha (1 km^2), o tempo de concentração poderá ser calculado pela fórmula de KIRPICH modificada, expressa por:

$$t_c = 85,2 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (3.38)$$

3.5.3.4 Federal Aviation Agency (E.U.A.)

Foi desenvolvida para drenagem de aeroportos, em 1970. Válida para escoamento em superfície de áreas muito pequenas, e pode ser expressa por:

$$t_c = 22,73(1,1 - C)L^{0,50}S^{-0,33} \quad (3.39)$$

Onde: t_c = tempo de concentração, em minutos;

C = coeficiente de escoamento superficial;

L = comprimento do talvegue, em km;

S = declividade do talvegue, em m/m.

3.5.3.5 Método da Onda Cinemática (E.U.A.)

Este método baseia-se na teoria da onda cinemática considerando a superfície do escoamento como canal de grande largura e partindo-se das hipóteses de escoamento turbulento e chuva de intensidade constante. O comprimento das superfícies variava de 15 a 30 metros. É adequada para bacias muito pequenas em que

o escoamento de superfícies seja predominante e, pode ser obtido pela expressão de (BEDIENT e HUBER, 1992):

$$t_c = 447(nL)^{0,60} S^{-0,3} I^{-0,4} \quad (3.40)$$

Onde: t_c = tempo de concentração, em minutos;

L = comprimento do talvegue, em km;

S = declividade do talvegue, em m/m;

I = intensidade da chuva, em mm/h;

n = coeficiente de rugosidade ou de Manning.

A Tabela 15 indica coeficientes de Manning para algumas superfícies usuais.

TABELA 15 – COEFICIENTES DE MANNING

Cobertura da bacia	M (Manning)
Asfalto liso	0,012
Asfalto ou concreto	0,014
Argila compactada	0,030
Pouca vegetação	0,020
Vegetação densa	0,350
Vegetação densa e floresta	0,400

(FONTE: TUCCI, 1995)

3.5.3.6 Fórmula do Soil Conservation Service – SCS (E.U.A.)

Foi deduzida para bacias rurais com áreas de drenagem de até 8 km², apresentada em 1975 (CHOW et al. 1988), representa o escoamento em superfícies:

$$t_c = 342L^{0,8} \left[\left(\frac{1000}{CN} \right) - 9 \right]^{0,7} S^{-0,5} \quad (3.41)$$

Onde: t_c = tempo de concentração, em min;

L = comprimento do talvegue, em km;

S = declividade do talvegue, em m/m;

CN = número da curva, pelo método do SCS.

Para aplicação em bacias urbanas o SCS sugere procedimentos para ajuste em função da área impermeabilizada e da parcela de canais que sofreram modificações.

3.5.3.7 Método Cinemático do Soil Conservation Service – SCS (E.U.A.)

Apresentado em 1975 estabelece o tempo de concentração como a somatória dos tempos de trânsito dos diversos trechos que compõem o talvegue:

$$t_c = \frac{1000}{60} \sum \frac{L}{V} \quad (3.42)$$

Onde: t_c = tempo de concentração, em min;

L = comprimento do talvegue, em km;

V = velocidade de escoamento, em m/s.

A Tabela 16 lista valores típicos para a velocidade média de escoamento, em superfície e canais mal definido em função da superfície e da declividade longitudinal.

TABELA 16 – VELOCIDADE MÉDIA (V) PARA O CÁLCULO DE t_c .

Descrição do escoamento	Declividade em %			
	0 a 3	4 a 7	8 a 11	> 12
Em superfície de:				
- florestas	0 a 0,5	0,5 a 0,8	0,8 a 1,0	> 1,0
- pastos	0 a 0,8	0,8 a 1,1	1,1 a 1,3	> 1,3
- áreas cultivadas	0 a 0,9	0,9 a 1,4	1,4 a 1,7	> 1,7
- pavimentos	0 a 2,6	2,6 a 4,0	4,0 a 5,2	> 5,2
Em canais:				
- mal definidos	0 a 0,6	0,6 a 1,2	1,2 a 2,1	
- bem definidos		Usar a fórmula de Manning		

(FONTE: TUCCI, 1995)

3.5.3.8 Fórmula de Dooge

Foi proposta por DOOGE (1956), com base nos dados de dez bacias rurais da Irlanda, com áreas na faixa de 140 a 930 km². Seus parâmetros refletem o comportamento de bacias médias e escoamento predominante em canais:

$$t_c = 21,88 A^{0,41} S^{-0,17} \quad (3.43)$$

Onde: t_c = tempo de concentração, em min;

S = declividade do talvegue, em m/m;

A = área da bacia, em km².

3.5.3.9 Fórmula de Bransby-Willians

Foi proposta por BRANSBY-WILLIAMS em 1922 (apud PILGRIM e CORDERY, 1993), sendo expressa por:

$$t_c = 14,6 L A^{-0,1} S^{-0,2} \quad (3.44)$$

Onde: t_c = tempo de concentração;

L = comprimento do talvegue;

A = área da bacia;

S = declividade média do talvegue;

3.5.3.10 Fórmula de Johnstone

Foi determinada com dados de bacias com áreas de 65 a 4200 km², na Escócia (PINTO et al. 1975). Pode ser expressa como:

$$t_c = 20,17 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,5} \quad (3.45)$$

Onde: t_c = tempo de concentração, em min;

S = declividade do talvegue, em m/m;

L = comprimento do talvegue, em km.

3.5.3.11 Fórmula do ex-DNOS

Na fórmula do ex-DNOS, em DER-SC(1998), o tempo de concentração expresso como:

$$t_c = \frac{10A^{0,3}L^{0,2}}{Ki^{0,4}} \quad (3.46)$$

Onde: t_c = tempo de concentração, em min;

i = declividade do talvegue, em %;

L = comprimento do talvegue, em m;

A = área da bacia, em ha;

K = coeficiente adimensional.

A Tabela 17 fornece valores do coeficiente K em função do tipo de terreno.

TABELA 17 - COEFICIENTE "K" DA FÓRMULA DO EX-DNOS

CARACTERÍSTICA	K
Terreno areno - argiloso coberto de vegetação intensa, absorção elevada	2
Terreno argiloso coberto de vegetação, absorção média apreciável	3
Terreno argiloso coberto de vegetação, absorção média	4
Terreno com vegetação média, pouca absorção média	4,5
Terreno com rocha, vegetação escassa, absorção baixa	5
Terreno rochoso, vegetação rala, absorção reduzida	5,5

3.5.3.12 Fórmula de Arnell

Com base em estudos desenvolvidos pelo Instituto de Pesquisas e Obras Públicas do Ministério da Construção do Japão, ARNELL (1989) cita a coleta de

dados de escoamento de 23 bacias hidrográficas urbanas, contendo 14 rios, discretizados a cada 10 minutos, que foram comparados com outras bacias parcialmente urbanizadas ou ainda rurais, com áreas de drenagem de 0,2 a 50 km².

As bacias estudadas apresentaram variações da velocidade do escoamento em função, principalmente da urbanização. As equações de definição do tempo de concentração encontradas foram:

Para bacias naturais, com $0,50 \leq C \leq 0,70$:

$$t_c = 1,67 \cdot 10^{-3} \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,7} \quad (3.47)$$

Para bacias urbanas, com $0,7 \leq C \leq 0,9$:

$$t_c = 2,4 \cdot 10^{-4} \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,7} \quad (3.48)$$

Onde: t_c = tempo de concentração, em h;

S = declividade do talvegue, em m/km;

L = comprimento do talvegue, em m;

C = coeficiente de escoamento superficial.

Estas expressões refletem, matematicamente, um comportamento já conhecido dos hidrólogos, de que a impermeabilização das bacias diminui consideravelmente o tempo de concentração. Estas expressões podem ser combinadas com a expressão que estima a variação temporal do coeficiente de escoamento superficial “C” em função da impermeabilização dos solos da bacia hidrográfica.

3.5.3.13 Fórmula de Tsuchiya

TSUCHIYA (1978) estabelece, junto com outros critérios, para projetos de bacias de retenção no Japão, fórmulas para determinação do tempo de concentração, baseado no estudo de 235 bacias com áreas de 0,10 a 20 ha:

Para áreas não urbanizadas :

$$t_c = 0,83 \frac{L}{S^{0,6}} \quad (3.49)$$

Para áreas urbanizadas :

$$t_c = 0,36 \frac{L}{S^{0,5}} \quad (3.50)$$

Onde: t_c = tempo de concentração, em min;

S = declividade do talvegue, em m/m;

L = comprimento do talvegue, em km;

3.5.3.14 Variabilidade com a Impermeabilização

De acordo com GUNDLACH (1976) apud FENDRICH (2002), que analisou as influências da impermeabilização dos solos de bacias hidrográficas sobre os parâmetros do hidrograma unitário, reconstituindo 15 hidrogramas de enchente na cidade de Filadélfia – EUA, através de análise estatística, a variação do tempo de concentração em função da taxa de impermeabilização dos solos pode ser escrita como:

$$\frac{tc_f}{tc_a} = \left(\frac{1 + 0,3Ai_a}{1 + 0,3Ai_f} \right)^{0,61} \quad (3.51)$$

Onde: tc_a = tempo de concentração atual, em min;

tc_f = tempo de concentração futuro, em min;

Ai_a = taxa de impermeabilização atual, em %;

Ai_f = taxa de impermeabilização futura, em %.

3.6 INTENSIDADE DA PRECIPITAÇÃO PLUVIAL

No método racional a intensidade da precipitação pluvial é obtida por meio de curvas de intensidade x duração x frequência, ou fórmulas empíricas equivalentes. As relações são elaboradas com base em dados de postos pluviográficos existentes em cada região.

Organizam-se os dados de precipitação por duração e para cada duração, calcula-se a intensidade média máxima. Classificam-se os eventos em ordem decrescente, plotam-se os pontos e ajustam-se aos pontos de mesma ordem relativa, curvas contínuas em função da duração, geralmente envoltórias dos pontos correspondentes. A ordem relativa é então relacionada ao tempo de retorno, pela chamada fórmula de Weibull:

$$T_r = (n+1)/i \quad (3.52)$$

Onde: i = é a ordem dos eventos;

n = número de anos do período analisado.

Muitas vezes procura-se ajustar a todo conjunto de dados uma fórmula única, do tipo:

$$i = \frac{aT^m}{(t+b)^n} \quad (3.53)$$

Onde: i = intensidade média máxima, em mm/min ou mm/h;

T = tempo de recorrência, em anos;

t = duração da chuva, em min;

a, m, n e b = coeficientes característicos da região.

É importante ressaltar que a intensidade, nessas expressões, representa a intensidade média para a duração considerada, sobre o intervalo de máxima intensidade, isto é, o maior valor da média móvel de “ t ” minutos do episódio pluvial analisado. Esse procedimento só é possível em postos com registros pluviográficos.

Mais detalhes sobre a construção de curvas IDF podem ser encontrados em VILLELA E MATTOS (1975). Um exemplo de curva IDF pode ser visto na Figura 30, que corresponde a fórmula indicada na Equação (3.54):

$$I = \frac{5726,64T^{0,159}}{(t+41)^{1,041}} \quad (3.54)$$

Para a Região Metropolitana de Curitiba (RMC) dispõe-se de várias estações pluviométricas e pluviográficas, listadas na Tabela 18.

Do ponto de vista hidrológico, em se considerando a extensão das séries históricas, o posto mais importante é do município de Curitiba, operado pelo INEMET, código 02549006, com dados desde janeiro de 1889.

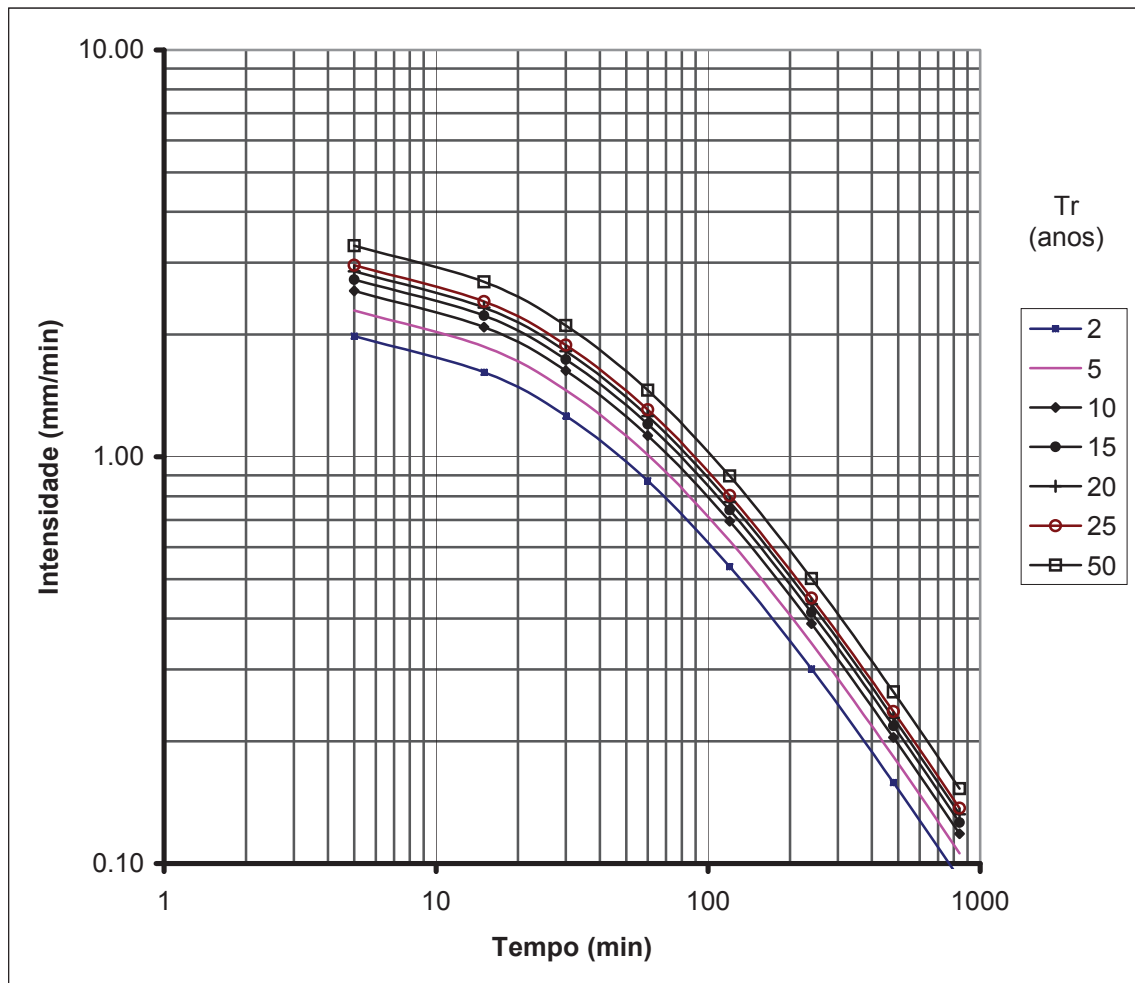


FIGURA 30 – RELAÇÃO IDF PARA A ESTAÇÃO CURITIBA PRADO VELHO (FONTE: FENDRICH, 2003)

TABELA 18 – POSTOS PLUVIOMÉTRICOS E PLUVIOGRÁFICOS – (FONTE: SUCEAM, 1994)

Nome	Posição	Código	Entidade	Tipo	Altitude	Instalação	Observação
Curitiba	20	02549006	INEMET	Pluviográfica	920	01/1889	
Mananciais da Serra	1	02548041	IAP	Pluviométrica	1040	09/1916	
Roça Nova	21	02549010	IAP	Pluviométrica	906	09/1939	
Curitiba	19	02549002	DNAEE	Pluviométrica	945	06/1941	Extinta
Afonso Pena	22	02549029	INEMET	Pluviográfica	910	09/1946	
Piraquara	2	02549004	DNAEE	Pluviométrica	897	06/1958	
Caratua	3	02549015	IAP	Pluviométrica	956	08/1963	
Curitiba	17	02549018	IAP	Pluviométrica	906	06/1964	
Itaqui	5	02549019	IAP	Pluviométrica	956	07/1964	
Cachoeira	24	02549016	DNAEE	Pluviométrica	910	07/1967	Extinta
Faculdade de Agronomia	7	02549041	IAPAR	Pluviométrica	930	02/1970	Extinta

Campo Largo	23	02549011	INEMET	Pluviométrica	922	11/1971	
Bela Vista	6	02549024	IAP	Pluviométrica	899	01/1974	
Quatro Barras	8	02548042	IAP	Pluviométrica	936	06/1974	Extinta
Colombo	9	02549050	IAP	Pluviográfica	950	06/1974	
Mandirituba	10	02549062	IAP	Pluviométrica	920	08/1974	
Contenda	26	02549040	IAP	Pluviométrica	900	08/1974	
Prado Velho	11	02549075	DNAEE	Pluviográfica	884	03/1981	
Fazendinha	4	02549017	DNAEE	Pluviométrica	910	03/1981	
Juruqui	12	02549077	DNAEE	Pluviométrica	-	10/1984	
Mato Limpo	18	02549079	DNAEE	Pluviométrica	-	10/1984	
BR-277	14	02549080	DNAEE	Pluviométrica	-	10/1984	
Passauna de Santa Felicidade	13	02549078	DNAEE	Pluviométrica	-	11/1984	
Moinho Kampa	16	02549082	DNAEE	Pluviométrica	-	11/1984	
Barragem do Passaúna	15	02549081	DNAEE	Pluviográfica	-	01/1985	
Colombo	25	02549033	INEMET	Pluviométrica	915	10/1985	

TABELA 18 – POSTOS PLUVIOMÉTRICOS E PLUVIOGRÁFICOS – (FONTE: SUCEAM, 1994) CONTINUAÇÃO

Diversos estudos para o estabelecimento de relações IDF na Região Metropolitana de Curitiba foram feitos desde a década de 50, sendo resumidos em SUCEAM (1995) os seguintes:

a) PARIGOT DE SOUZA (1959), estabelece relações IDF (intensidade x duração x frequência) para o Posto de Curitiba a partir de registros pluviográficos de 1921 à 1951, resumidos na equação seguinte, válida para durações de 5 min a 2 horas:

$$i = \frac{5950T^{0,217}}{(t + 26)^{1,15}} \quad (3.55)$$

Onde: i = intensidade máxima de precipitação, em mm/h;

T = tempo de recorrência, em anos;

t = duração da precipitação, em min;

b) PFASTETTER (1959), obteve uma relação IDF para o posto de Curitiba, com base numa série pluviográfica de 34 anos, publicada em CETESB (1979), e válida de 5 min a 6 dias, de acordo com as seguintes expressões:

$$P = R[0,2t + 25 \log(1 + 20t)] \quad (3.56)$$

com $i = P/t$ (3.57)

e $R = T^{a+b/T^{0,25}}$ (3.58)

Onde: P = precipitação total, em mm;

T = tempo de recorrência, em anos;

t = duração da precipitação, em h;

a, b = coeficientes dados em função da duração.

As Tabelas 19 e 20 apresentam os valores de a e b (coeficientes dados em função da duração), para Curitiba de acordo com PFASTETTER (1959).

TABELA 19 – VALORES DE “a”

Duração	a
5 min	0,108
15 min	0,122
30 min	0,138
1 hora	0,156
2 horas	0,166
4 horas	0,174
8 horas	0,176
14 horas	0,174
24 horas	0,170
48 horas	0,166
3 dias	0,160
4 dias	0,156
6 dias	0,152

TABELA 20 – VALORES DE “b”

Duração	b
5 min até 30 min	0,15
1 hora até 6 dias	0,08

c) HOLTZ (1966), analisando chuvas mais longas para várias estações no Estado do Paraná, obteve para Curitiba a seguinte expressão, válida de 1 a 6 dias:

$$H = 70,6T^{0,162}t^{0,33} \quad (3.59)$$

Onde: H = altura de precipitação, em mm;

T = tempo de recorrência, em anos;

t = duração da precipitação, em dias.

d) MELLO (1973), apresentou estudos de chuvas intensas no Brasil, de acordo com a seguinte equação:

$$H(T, t) = Hot(C \ln T^N) \quad (3.60)$$

Onde: H = precipitação máxima, em mm/h;

C = coeficiente de escoamento superficial;

T = tempo de recorrência, em anos;

t = duração da precipitação, em h;

Hot, N = coeficientes de cada posto e cada duração.

Valores para os coeficientes, Posto Curitiba (Hot e N), de acordo com MELLO (1973), estão relacionados na Tabela 21.

TABELA 21 – VALORES DE “Hot e N” para Curitiba

Duração	Hot	N
15 min	22,63	0,41
1 hora	34,59	0,51
1 dia	77,53	0,52
2 dias	77,53	0,52
6 dias	121,25	0,48

e) FENDRICH e FREITAS (1989), obtiveram uma expressão para os dados disponíveis no Posto Curitiba Prado Velho, com base nos dados de 1981 a 1988, resumidos na equação seguinte, válida para durações de 10 min a 24 horas:

$$I = \frac{3221,07T^{0,258}}{(t + 26)^{1,010}} \quad (3.61)$$

Onde: I = intensidade de precipitação, em mm/h;

T = tempo de recorrência, em anos;

t = duração da precipitação, em min.

f) TUCCI (1996), analisando as precipitações máximas do Posto Curitiba, propôs a seguinte expressão, válida para durações de 1 a 7 dias, baseada na distribuição de probabilidades de Gumbel:

$$\Pr(Tr, t) = \left\{ 65,4 - 15,8 \cdot \ln \left[\ln \left(\frac{Tr}{Tr - 1} \right) \right] \right\} \cdot t^{0,35} \quad (3.62)$$

Onde: Pr = precipitação, em mm;

T = tempo de recorrência, em anos;

t = duração da precipitação, em dias.

g) FENDRICH (2000), revisou os parâmetros da Equação (3.6.1), obtida em 1989, com dados disponíveis no Posto Curitiba Prado Velho, de 1981 a 1999, resumidos na equação seguinte, válida para durações de 10 min a 24 horas:

$$I = \frac{5726,64T^{0,159}}{(t + 41)^{1,041}} \quad (3.63)$$

Onde: I ; T ; t = definidos anteriormente.

A Figura 31 permite comparar as várias equações propostas para Curitiba, dentro dos seus limites de validade, para um tempo de recorrência de 10 anos.

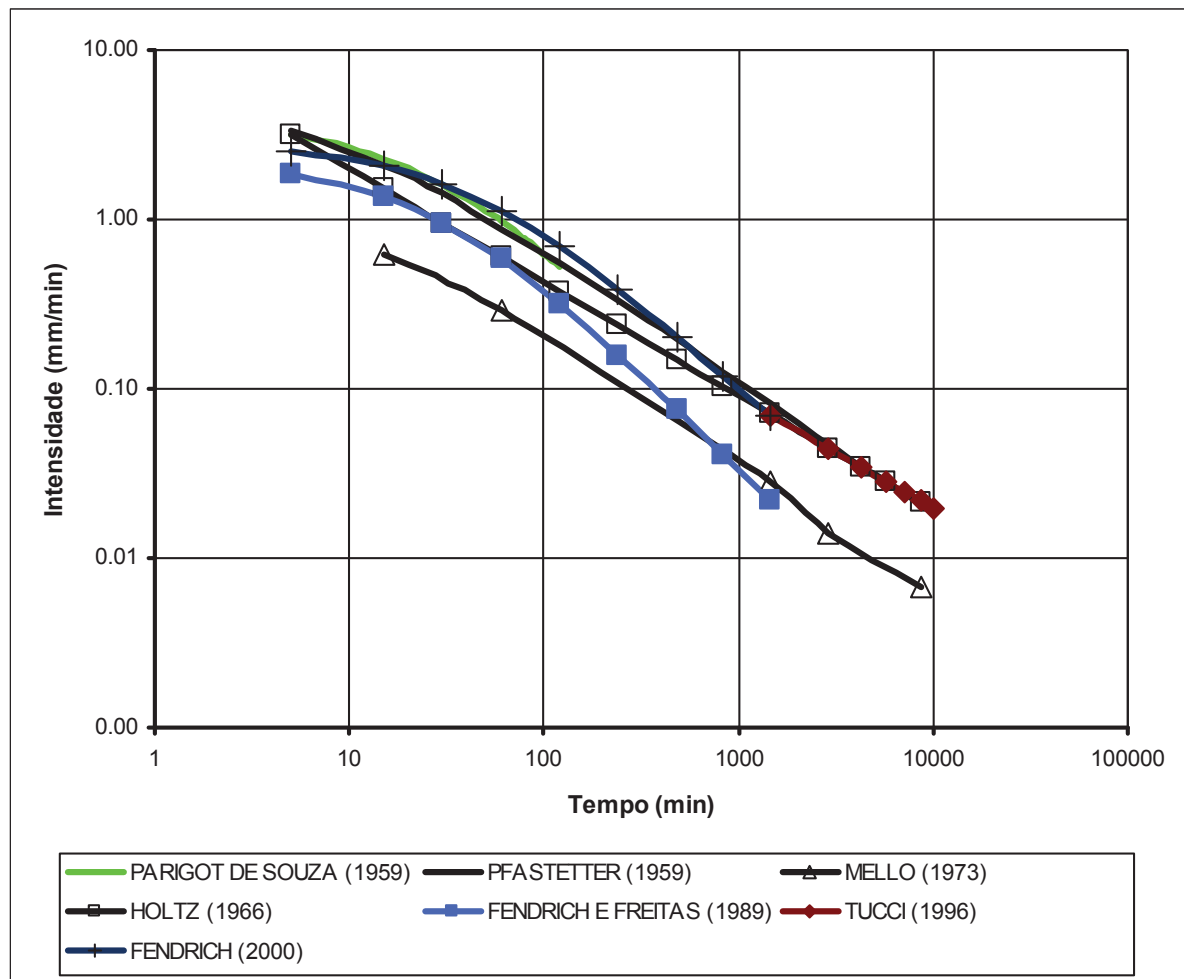


FIGURA 31 – COMPARAÇÃO DAS RELAÇÕES IDF PROPOSTAS PARA CURITIBA PARA TEMPO DE RECORRÊNCIA DE 10 ANOS.

A partir da Figura 31, pode-se concluir que:

- a) Os valores obtidos por PARIGOT DE SOUZA (1959) e PFASTETTER (1959) são coerentes na faixa de 10 a 120 minutos;

b) PFASTETTER (1959), HOLTZ (1966) e TUCCI (1996) apresentam resultados coerentes para precipitações maiores que 1440 minutos (1 dia).

c) FENDRICH (2000) e FENDRICH e FREITAS (1989), respectivamente, apresentam valores acima e abaixo das de PARIGOT DE SOUZA (1959) e PFASTETTER (1959), na faixa de 10 minutos 1 dia. É possível que as diferenças apresentadas reflitam a variação amostral, uma vez que as séries históricas usadas nestes últimos foram maiores. A forma das curvas, entretanto, apresentam-se semelhantes, indicando coerência entre si;

d) Os valores de intensidade máxima obtidos pela equação definida por MELLO (1973) apresentam diferença sensível com as demais. Observa-se maior convergência dos valores a medida que o tempo de recorrência aumenta.

Conclui-se que a expressão mais abrangente, em termos de duração de chuva, é a de PFASTETTER (1959), convergindo com a de PARIGOT DE SOUZA (1959), nos intervalos menores que 2 horas. FENDRICH (2000) e HOLTZ (1966) representam valores mais conservadores para a intensidade máxima. Deve-se preferir a expressão de FENDRICH (2000) contra FENDRICH e FREITAS (1989), por ser mais coerente com as demais e incluir uma série maior de dados. Não se recomenda o uso da expressão de MELLO (1973).

As expressões de PARIGOT DE SOUZA (1959) e FENDRICH (2000) seguiram a formatação clássica em Hidrologia para definição de relações IDF (Intensidade x Duração x Frequência), do tipo $i = A Tr^m / (t + d)^n$. A expressão de FENDRICH (2000) se mostra bastante coerente com os dados originais usados por PFASTETTER (1959) como nota-se em SUDERHSA (2002).

Para chuvas de duração de até duas horas, no caso da Região Metropolitana de Curitiba, as expressões de PARIGOT DE SOUZA e FENDRICH podem ser usadas indistintamente. Para durações maiores (até 24 horas) recomenda-se a formulação de FENDRICH (2000), que tem validade neste intervalo.

4 MÉTODO PROPOSTO

A hipótese apresentada parte do princípio que, tendo em vista a diminuição da intensidade conforme se desenvolve a precipitação, haverá uma chuva cuja combinação de intensidade e duração leve ao maior volume de retenção, fixando-se o tempo de retorno e a vazão efluente da bacia.

4.1 JUSTIFICATIVA

A duração da chuva que provoca o volume máximo de retenção corresponde ao tempo em que a vazão afluente é superior à efluente, e é principalmente em bacias menores, superior ao tempo de concentração da bacia.

Uma vez aceitas as simplificações do método racional, o tempo de concentração corresponderá ao tempo em que se atinge a vazão máxima, com a chuva suposta igual à intensidade média máxima correspondente à esta duração. Após o pico da chuva haverá um período de intensidade menor, ou mesmo nula, porém com vazão afluente ainda acima da efluente da bacia de retenção, durante o qual o volume retido continua a aumentar.

Claro que o uso do método racional é uma aproximação, mas conceitualmente, para cada T_r existirá um volume de retenção máximo, de acordo com o seguinte raciocínio:

Seja $Q(t)$, um processo estocástico representando a sequência de vazões afluentes à bacia no instante (t) de um evento de cheias e Q_s a vazão efluente suposta constante. Então, o volume máximo (V) pode ser obtido como:

$$V = \int_0^{t_d} [Q(t) - Q_s] dt \quad (4.1)$$

com $t_d > 0$ tal que $Q(t_d) = Q_s$ e $Q(t) > Q_s$ para $t < t_d$, onde t_d é a duração do evento.

Neste caso, $V = F[Q(t)]$ será uma variável aleatória, devendo existir uma função de distribuição de probabilidade $F_V(v) = Prob(V \leq v)$, que representa a probabilidade do volume “ V ” ser menor que um valor de referência “ v ”.

É fácil entender isso, por um raciocínio baseado no método Monte Carlo, gerando “ N ” séries de vazões sintéticas $Q(t)$ e calculando “ V ” pela Equação (4.1) para a máxima cheia de cada ano. Seja “ n ” o número de anos nos quais resultou $V \leq v$. Neste caso:

$$F_V(v) = Prob(V \leq v) = \lim_{N \rightarrow \infty} \left(\frac{n}{N} \right) \quad (4.2)$$

Com a variável aleatória “ V ” representando o máximo volume necessário, em um ano qualquer, para controlar a maior cheia do ano.

Para eventos independentes, o que é o caso de cheias:

$$T_r = \frac{1}{Prob(V \geq v)} \quad (4.3)$$

Resultando em:

$$T_r = \frac{1}{1 - F_V(v)} \quad (4.4)$$

Onde: T_r = tempo de recorrência

Portanto, para um local com o processo estocástico gerador das vazões, conhecido e definido com a vazão Q_s , a relação V_T e Tr será unívoca.

Observando-se um hidrograma típico, conforme apresentado na Figura 32, onde t_c é o tempo de concentração e t_d o tempo de duração da chuva, percebe-se que o pico do hidrograma é determinado pela intensidade da chuva correspondente ao tempo de concentração e pelas condições de escoamento superficial da bacia hidrográfica.

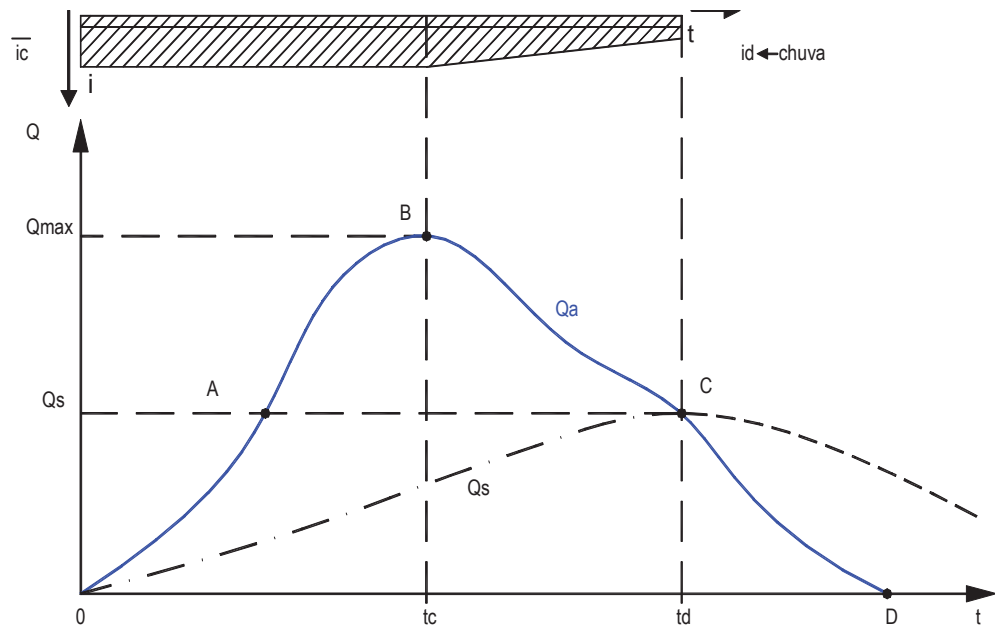


FIGURA 32 – HIDROGRAMA TÍPICO NUMA BACIA DE DETENÇÃO.

Na Figura 32 o ramo ascendente OAB representa o efeito do aumento da área contribuinte para uma chuva de intensidade constante. O ramo descendente é constituído de duas recessões: A primeira, BC, decorrente da diminuição da intensidade da chuva com o tempo e, a segunda, CD, resultante da drenagem do armazenamento superficial após cessar a chuva. O trecho CD apresenta declividade maior que o trecho BC (devido à chuva nula) com geometria simétrica ao trecho de ascensão, devido ao remanso provocado pelo armazenamento na bacia de detenção

Quando a vazão afluente do hidrograma ultrapassa a capacidade dos órgãos de descarga, gera represamento na bacia de detenção, causando a subida do nível de água. Por outro lado, a vazão efluente em geral é variável em função da carga hidráulica, determinada pelo nível de água na bacia como já foi discutido no Capítulo 2. O volume retido será máximo quando a vazão afluente e efluente se igualarem.

A Figura 33 mostra a evolução do volume retido que corresponde à área entre os hidrogramas afluente e efluente.

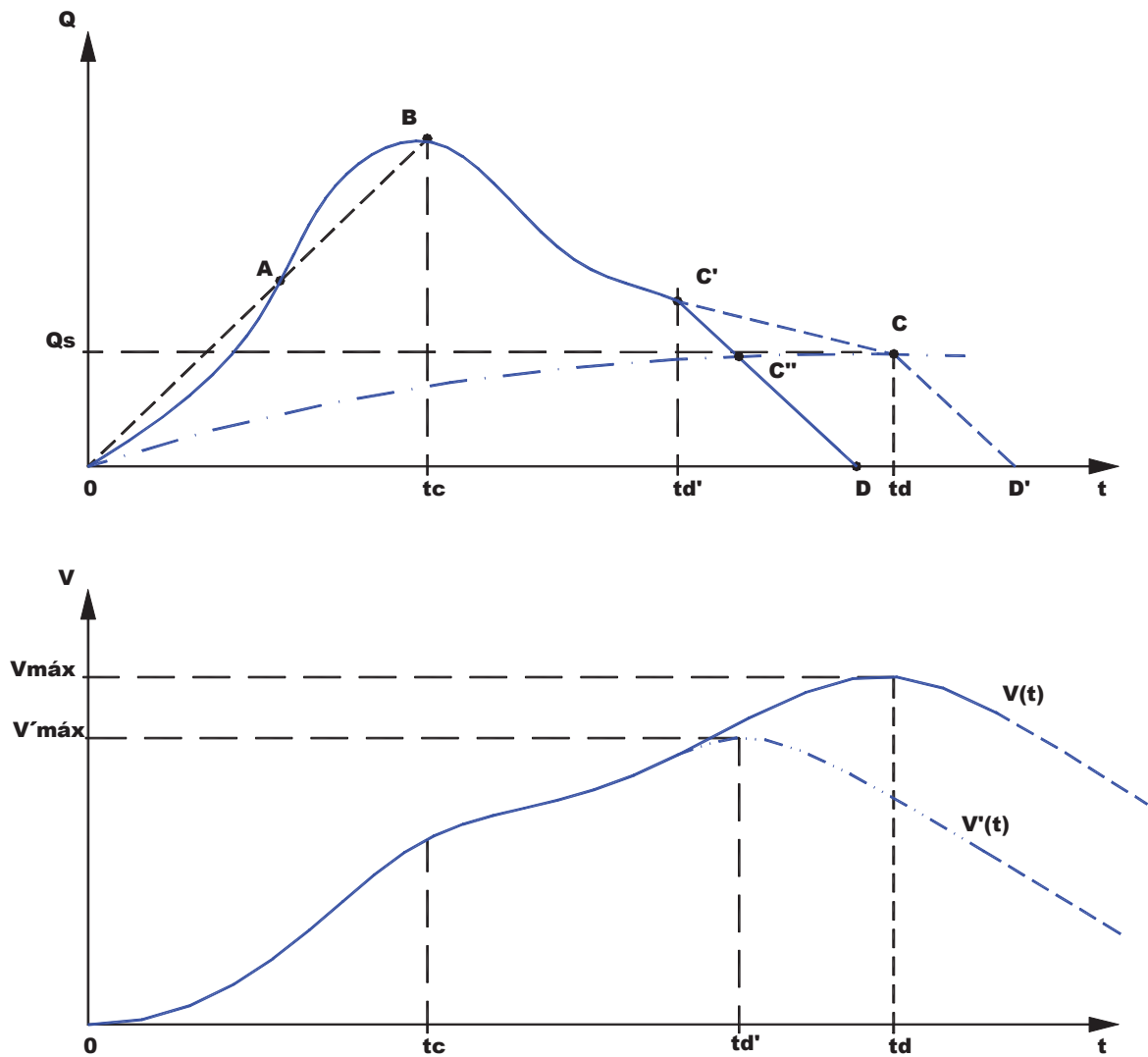


FIGURA 33 – EVOLUÇÃO DO VOLUME RETIDO EM FUNÇÃO DA DURAÇÃO DA CHUVA.

Observa-se na Figura 34 que a duração de chuva que conduz ao volume máximo de retenção [na figura representada por t_d produzindo um volume $V(t)$], aqui denominada duração crítica, corresponde ao ponto em que a vazão afluente se iguala à efluente (ponto C). Durações menores (por exemplo t'_d) produzirão volumes de retenção menores [$V'(t)$] devido à diferença de declividade dos trechos BC' e CD .

Com relação ao hidrograma de projeto, assume-se que para $0 < t \leq t_c$ (duração inferior ao tempo de concentração), a intensidade é constante e igual à intensidade média máxima correspondente a uma duração igual a t_c . Para $t > t_c$, considera-se uma intensidade tal que a sua combinação com a intensidade do período $t < t_c$ conduz a uma intensidade média máxima correspondente ao tempo durante o qual a vazão afluyente é superior à vazão efluente.

A curva de ascensão do hidrograma para $t < t_c$ quando apenas parte da bacia contribui para o escoamento, dependerá das características da bacia hidrográfica (forma, declividade, densidade de drenagem, etc) e, pode ser determinado com o uso de métodos como do hidrograma unitário instantâneo (HUI). No âmbito desta dissertação considerar-se-á uma variação linear, como a representada na Figura 34 pela linha tracejada OAB que não altera significativamente o volume de retenção.

4.2 DEFINIÇÃO DA CHUVA CRÍTICA

Foi discutido na seção anterior que a chuva crítica é aquela que, dentro das limitações do método racional, produz o máximo volume de retenção, corresponde a uma duração igual ao tempo em que a vazão afluyente e efluente se igualam (ponto “C” da Figura 34).

Neste ponto, a intensidade instantânea da chuva (suposta decrescente no tempo) deverá igualar-se à vazão efluente máxima (Q_s) dividida pelo produto do coeficiente de escoamento superficial pela área (CA). Esse quociente, que tem dimensão de intensidade, será designado por “ i_s ” e denominado intensidade efluente equivalente.

$$i_s = \frac{Q_s}{CA} k \quad (4.5)$$

Onde: i_s = intensidade efluente equivalente, em mm/h;

k = fator de conversão de unidades = 3,6 para i_s em mm/h, Q_s em m^3/s e A em km^2 .

As relações intensidade-duração-freqüência, discutidas no Capítulo 3, relacionam a intensidade média máxima com a duração e o tempo de retorno, através de fórmulas do tipo:

$$\bar{i}_{(t)} = \frac{aT^m}{(t+b)^n} \quad (4.6)$$

A intensidade média, por outro lado, é dada por:

$$\bar{i}_{(t)} = \frac{1}{t} \int_0^t i(\tau) d\tau \quad (4.7)$$

Sendo $i(\tau)$ a intensidade instantânea da chuva no tempo τ .

Para um tempo $t_c \leq t \leq t_d$ considerando a decomposição do intervalo de integração vale:

$$\int_0^t i(\tau) d\tau = \int_0^{t_c} i(\tau) d\tau + \int_{t_c}^t i(\tau) d\tau \quad (4.8)$$

Tendo em vista a definição de média resulta:

$$\bar{i}(t).t = \bar{i}(t_c).t_c + \int_{t_c}^t i(\tau) d\tau \quad (4.9)$$

Ou, substituindo as intensidades médias máximas e rearranjando:

$$\int_{t_c}^t i(\tau) d\tau = \frac{aT^m t}{(t+b)^n} - \frac{aT^m t_c}{(t_c+b)^n} \quad (4.10)$$

Como t_c é uma constante, pelo teorema fundamental do cálculo integral (GREENBERG, 1978):

$$i(t) = \frac{d}{dt} \left[\frac{aT^m t}{(t+b)^n} - \frac{aT^m t_c}{(t_c+b)^n} \right] \quad (4.11)$$

Como o 2.º termo entre colchetes da Equação (4.11) é constante!!

$$i(t) = aT^m \frac{(t+b)^n - nt(t+b)^{n-1}}{(t+b)^{2n}} \quad (4.12)$$

Ou ainda:

$$i(t) = \frac{aT^m}{(t+b)^n} \left[1 - \frac{nt}{t+b} \right] \quad (4.13)$$

Igualando a Equação (4.13) a intensidade efluente equivalente “ i_s ”, em que “ t ” define a duração da chuva crítica para o dimensionamento da bacia de retenção, resulta

$$\frac{aT^m}{(t+b)^n} \left[1 - \frac{nt}{t+b} \right] = i_s \quad (4.14)$$

Usando a relação IDF do Posto Curitiba Prado Velho, obtida por FENDRICH (2000), para a Região Metropolitana de Curitiba, e substituindo na Equação (4.14), obtém-se:

$$\frac{5726,64T^{0,159}}{(t_d+41)^{1,041}} \left[1 - \frac{1,041t_d}{t_d+41} \right] = i_s \quad (4.15)$$

Onde: i_s = intensidade efluente equivalente, em mm/h;

T = Tempo de recorrência

t_d = duração da chuva

A Equação (4.15) é válida para t_d em minutos e i_s em mm/h, para bacias com tempo de concentração entre 10 minutos e 24 horas, dentro do limite de aplicabilidade do método racional discutido no Capítulo 3.

A Tabela 22 mostra os valores de i_s calculados pela Equação (4.15):

TABELA 22 – VALORES DE i_s EM FUNÇÃO DE T_r e t_d (mm/h)

t_d (min)	TR (anos)				
	5	10	20	50	100
10	98,2	109,7	122,5	141,7	158,2
20	67,5	75,3	84,1	97,3	108,7
30	49,0	54,7	61,1	70,7	78,9
40	37,1	41,4	46,2	53,4	59,7
50	28,9	32,3	36,0	41,7	46,6
60	23,1	25,8	28,8	33,4	37,2
80	15,7	17,5	19,5	22,6	25,2
100	11,2	12,5	14,0	16,2	18,0
120	8,4	9,3	10,4	12,1	13,5
150	5,7	6,4	7,1	8,2	9,2
180	4,1	4,6	5,1	5,9	6,6

A Figura 34 mostra graficamente as relações entre t_d , i_s e T_r .

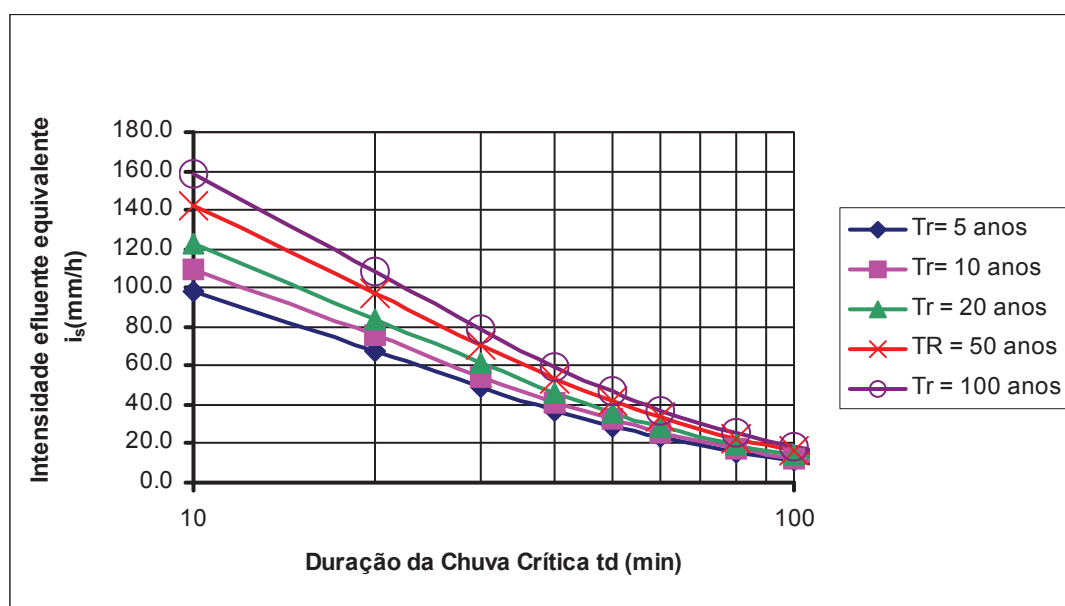


FIGURA 34 - RELAÇÃO ENTRE i_s (VAZÃO EFLUENTE EXPRESSA COMO INTENSIDADE EQUIVALENTE DE CHUVA), t_d (DURAÇÃO CRÍTICA) E T_r (TEMPO DE RECORRÊNCIA) PARA A REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA.

4.3 VOLUME DE DETENÇÃO

Para a definição dos volumes de detenção duas hipóteses referentes a vazão efluente foram consideradas: (1ª) vazão efluente (Q_s) constante ou igual a afluenta quando esta for menor e (2ª) vazão efluente variando linearmente de zero até um valor máximo (Q_s) ocorrendo no tempo $t = t_d$.

O volume total afluenta no intervalo $0 < t \leq t_d$, quando o volume retido é máximo, vale em qualquer hipótese:

$$V_a = \frac{CA}{k_1} \int_0^{t_d} i(\tau) d\tau = \frac{CA}{k_1} \bar{i}(t_d) t_d = \frac{CA}{k_1} \frac{aT^m t_d}{(t_d + b)^n} k_2 \quad (4.16)$$

Onde: V_a = Volume total afluenta (m³)

C = Coeficiente de escoamento (adimensional)

A = Área da bacia (km²)

T = Tempo de recorrência (anos)

t_d = duração da chuva (min)

a, b, m, n = parâmetros das relações de chuva (IDF)

k_1 = fator de conversão de unidades = 3,6, para intensidade em mm/h

e A em km² ;

k_2 = 60 para t_d em minutos.

Para a primeira hipótese, considerando o trecho ascendente do hidrograma linear, o processo pode ser representado pela Figura 36.

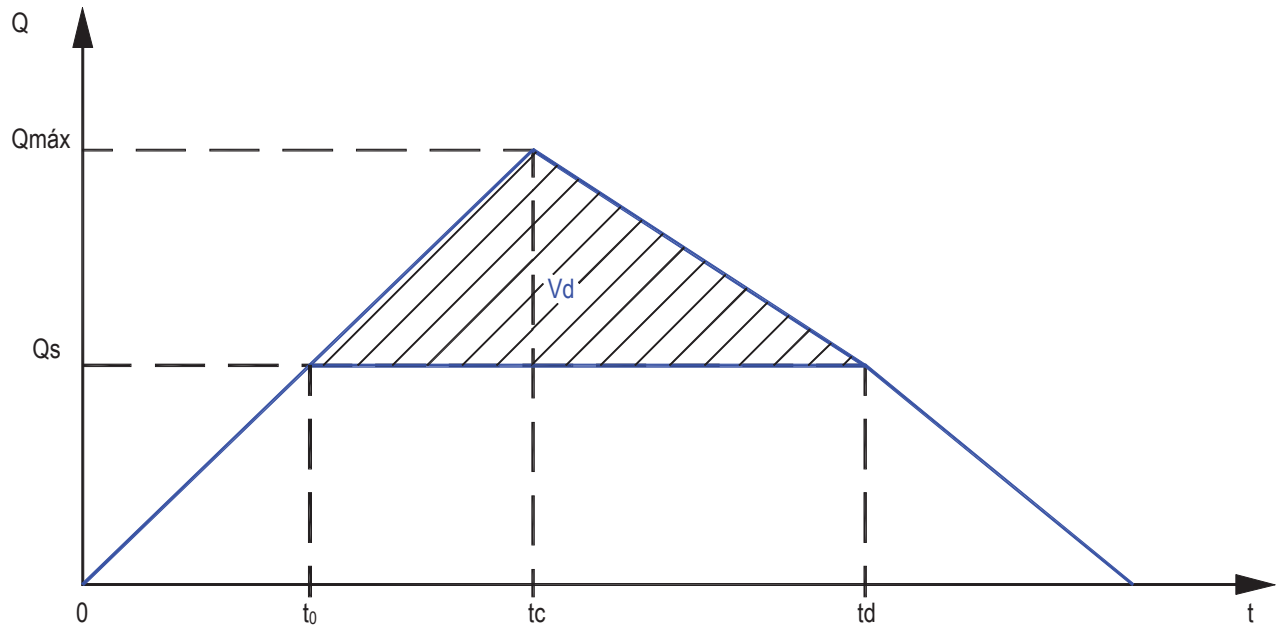


FIGURA 35 – VOLUME DE DETENÇÃO PARA VAZÃO EFLUENTE CONSTANTE

Das relações entre as vazões afluentes, máxima e efluentes, representadas na Figura 35, resulta:

$$V_d = V_a - [Q_s (t_d - t_0) + \frac{1}{2} Q_s t_0] = V_a - Q_s (t_d - t_0/2) \quad (4.17)$$

Devido à linearidade assumida do ramo ascendente do hidrograma, resulta:

$$t_0 = \frac{Q_s}{Q_{máx}} t_c = \frac{\bar{i}_s}{\bar{i}(t_c)} t_c \quad (4.18)$$

Portanto, o volume da bacia de detenção será:

$$V_d = \frac{CA}{k_1} \frac{aT^m}{(t_d + b)^n} t_d k_2 - Q_s \left[t_d - \frac{i_s t_c}{2aT^m} (t_c + b)^n \right] k_2 \quad (4.19)$$

E ainda:

$$Va = \frac{CA}{k_1} \left\{ \left[\frac{aT^m}{(t_d + b)^n} - i_s \right] t_d k_2 + \frac{i_s^2 (t_c + b)^n}{2aT^m} t_c k_2 \right\} \quad (4.20)$$

Os coeficientes k_1 e k_2 são necessários para conversão das unidades. Se forem usadas intensidades em mm/h e duração da chuva em minutos, e para vazões em m^3/s e volumes em m^3 , valem 3,6 e 60, respectivamente.

Para a segunda hipótese de efluência (variação linear da vazão ao longo da duração da chuva), como apresentado na Figura 36, resulta:

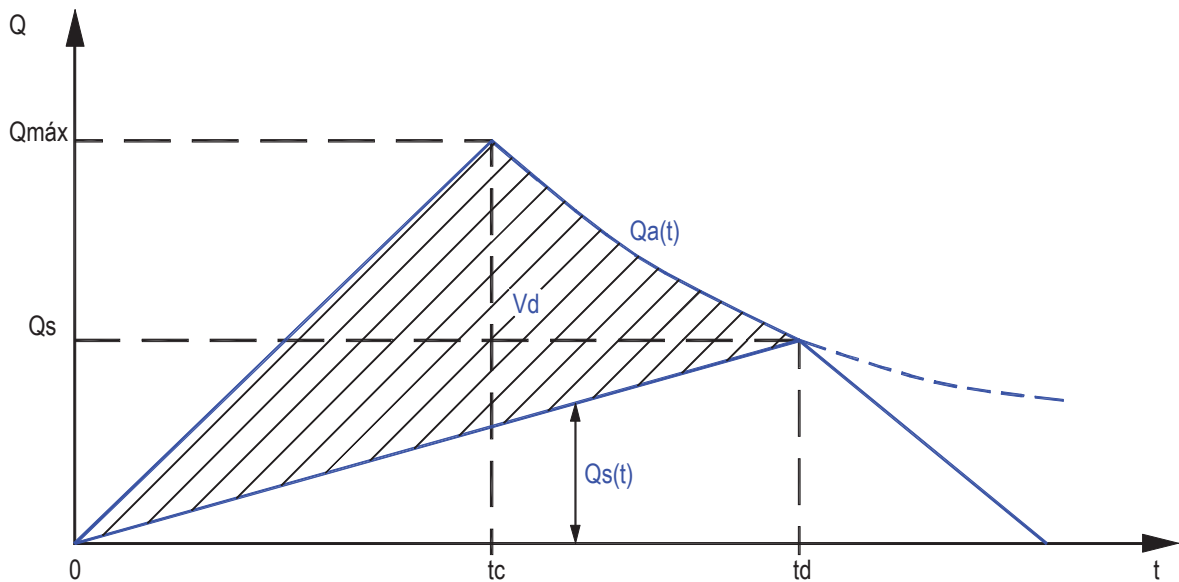


FIGURA 36 – VOLUME DE DETENÇÃO PARA VARIAÇÃO LINEAR DA VAZÃO EFLUENTE.

$$V_d = V_a - \frac{1}{2} Q_s t_d \quad (4.21)$$

Ou

$$V_d = \frac{CA}{k_1} \frac{aT^m}{(t_d + b)^n} t_d k_2 - \frac{1}{2} \frac{CA}{k_1} i_s t_d k_2 \quad (4.22)$$

Finalmente, a expressão geral do volume de bacias de retenção no caso da hipótese (2) é dada por:

$$V_d = \frac{CA}{k_1} \left[\frac{aT^m}{(t_d + b)^n} - \frac{i_s}{2} \right] t_d k_2 \quad (4.23)$$

Onde: V_d = volume de retenção da bacia;

i_s = intensidade efluente, equivalente;

k_1, k_2 = fator de conversão de unidades;

C = Coeficiente de escoamento(adimensional)

A = Área da bacia(km²)

T = Tempo de recorrência (anos)

t_d = duração da chuva (min)

a, b, m, n = parâmetros das relações de chuva (IDF)

A escolha da hipótese (1) ou (2) dependerá da natureza dos órgãos de descarga, sendo a hipótese (1) mais apropriada para órgão de descarga controlado por válvulas ou comportas e a hipótese (2) descreve melhor o caso de órgãos de descarga livre, vertedores ou descargas de fundo. Evidentemente a Equação (4.23) poderá ainda ser refinada com uma variação não linear da vazão efluente $Q_s = f(t)$, decorrente da natureza da curva de descarga.

Por exemplo, se a variação da vazão efluente for parabólica: $Q_s = at^{1/2}$

a Expressão (4.23) se torna:

$$V_d = \frac{CA}{k_1} \left[\frac{aT^m}{(t_d + b)^n} - \frac{2i_s}{3} \right] t_d k_2 \quad (4.24)$$

A Equação (4.14) para a obtenção da duração crítica, é similar a condição para a chuva crítica apresentada pela SUDERHSA (2002), que obteve o mesmo

resultado final considerando o balanço de volumes. Entretanto, a expressão do volume de detenção naquele trabalho difere da obtida aqui por uma constante, correspondente ao período de ascensão do hidrograma, quando a vazão afluente é inferior a efluente (trecho OA na Figura 34).

Também, a SUDERHSA (2002) não considera uma vazão efluente variável como considerado aqui na hipótese (2) de efluência, que é certamente, mais realista que a consideração de uma efluência constante para órgãos de descarga desprovidos de mecanismos de regulação (válvulas ou comportas).

Mesmo no caso da hipótese de vazão efluente constante, pelo menos durante o período de ascensão do hidrograma a vazão efluente é no máximo igual à vazão afluente, de modo que, a metodologia apresentada pela SUDERHSA (2002) tende a subestimar o volume necessário para a bacia de detenção.

Na prática recomendada na presente dissertação e aplicada no estudo de caso, o procedimento de projeto de bacias de detenção deverá seguir os seguintes passos:

1. Definição do tempo de recorrência para o projeto (estudo econômico ou a prática usual em projetos de macrodrenagem);
2. Definição de parâmetros de entrada para o método racional (t_c , C e relação IDF);
3. Definição da máxima vazão efluente Q_s e intensidade efluente equivalente i_s ;
4. Obtenção da duração crítica pela solução da Equação (4.14) ou, no caso da Região Metropolitana de Curitiba a partir da Figura 34;
5. Cálculo do volume de detenção pela Equação (4.20) ou (4.23), conforme o caso.

É importante notar que no caso da vazão efluente variável (linear ou não linear), o volume de detenção independe do tempo de concentração, o que, representa uma vantagem pois a avaliação do t_c é relativamente complexa e eivada de incertezas.

5 ESTUDO DE CASO – BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO RESSACA

5.1 DESCRIÇÃO GERAL DA BACIA

Para aplicação da metodologia proposta foi escolhida a bacia hidrográfica do rio Ressaca, afluente do rio Iguaçu, localizado na Região Metropolitana de Curitiba, na divisa dos municípios de Curitiba e São José dos Pinhais.

O rio Ressaca desenvolve-se na área urbana de São José dos Pinhais, possuindo áreas de intensa urbanização, intercalada com grandes áreas desocupadas, propícias a construção de bacias de retenção.

A bacia hidrográfica que possui elevado nível de urbanização, apresenta um considerável histórico de enchentes. A área de drenagem até a sua foz no rio Iguaçu, é de 12,9 km².

Neste estudo de caso foi avaliada a redução do tempo de recorrência de enchentes no trecho do rio Ressaca, localizado entre a Avenida Rui Barbosa e o canal extravasor de enchentes do Rio Iguaçu, usando para isso uma bacia de retenção a montante da avenida Rui Barbosa, onde o rio drena uma área de 10,8 km². Essa bacia se constitui num represamento natural na cota topográfica 878,70 m, que determina o volume útil disponível para abatimento das cheias. A localização da bacia do Rio Ressaca é apresentada na Figura 37.

Foi realizada coleta de dados visando identificar as condições geomorfológicas e hidrológicas da bacia, tais como dimensões, declividades, ocupação, regime de chuvas e cotas de enchente. Para isso foram utilizados levantamentos aerofotogramétricos da COMEC – Coordenação da Região Metropolitana de Curitiba, nas escalas 1:100.000 e 1:50.000 e fotos aéreas da área da bacia.

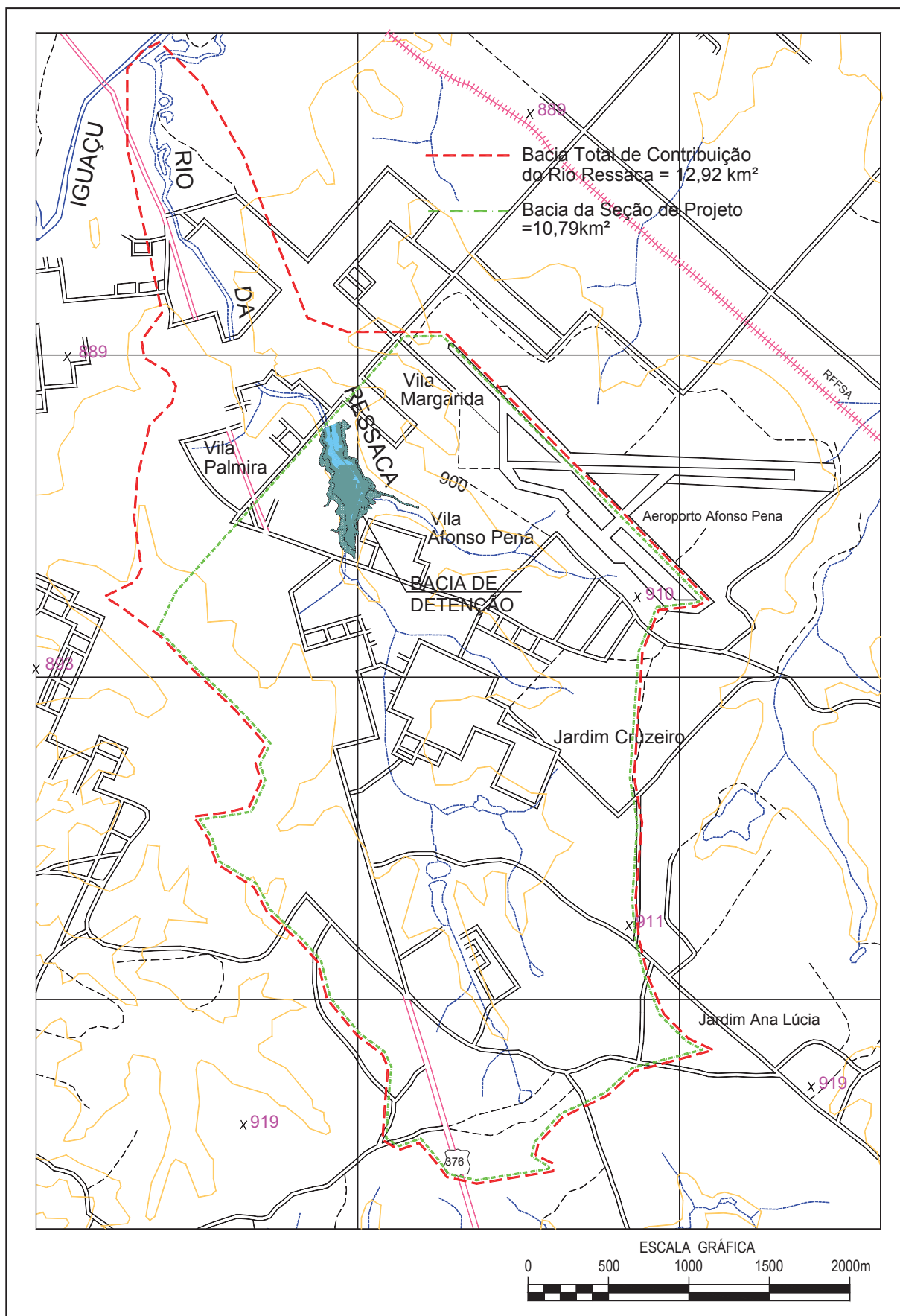


FIGURA 37 – LOCALIZAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO RESSACA.

Os divisores e talvegues da bacia do rio Ressaca foram cuidadosamente identificados, separados em sub-bacias, cujas áreas foram calculadas no programa computacional AutoCAD R14.

Na área sujeita à inundação a jusante da Av Rui Barbosa foram identificadas a geometria do canal e as obras de travessia, com levantamento topográfico, para estabelecer a vazão efluente máxima, necessária à aplicação do processo.

A montante da Avenida Rui Barbosa foram estudadas as áreas correspondentes as diversas cotas topográficas, entre as elevações 876,00 m e 880,00 m, que definem as relações de cota x vazão e cota x volume, para aplicação do modelo de Puls.

Com as imagens aéreas da COMEC, de 1990, foi possível estimar a taxa de urbanização para definição do coeficiente de escoamento superficial.

Fatores para considerar a distribuição das chuvas e o armazenamento foram analisados para melhorar a aproximação do método racional e comparados com o método do hidrograma unitário.

A área sujeita ao controle de cheias localiza-se a montante da Av. Rui Barbosa, que intercepta o curso do rio Ressaca e onde se propõe a implantação da bacia de retenção, na cota topográfica máxima 878,70 m, correspondente a um volume de 80.000 m³, aproximadamente.

Com base na restituição aerofotogramétrica da COMEC, de 1970 e nas imagens aéreas da COMEC, de 1990, foram obtidas as características da bacia contidas na Tabela 23. Na área a jusante da Av. Rui Barbosa, o rio é retificado e canalizado e escoa parcialmente em galerias subterrâneas.

TABELA 23 – CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA BACIA DO RIO RESSACA

Componente	Até a Foz no Rio Iguaçu	Até a av. Rui Barbosa
Área Total	12,92 ha	10,78 ha
Área Urbanizada	7,24 ha	5,77 ha
Área não Urbanizada	5,68 ha	5,01 ha
Percentual de Urbanização	56%	54%
Extensão do Talvegue	6480 m	4700 m
Declividade do Talvegue	6,327 m/km	7,66 m/km

Para a bacia de retenção, obteve-se as relações de cota x área inundada x volume reservado de acordo com a Tabela 24.

TABELA 24 - RELAÇÃO COTA X VOLUME

Cota (m)	Extensão Crista	Área (m ²)	Volume(m ³)
876	4,38	127,51	127,51
877	13,80	3.363,22	3.490,73
878	83,00	29.001,15	19.672,92
879	111,00	94.630,67	81.488,83
880	123,70	142.348,09	199.978,21

A jusante da Avenida Rui Barbosa o rio Ressaca escoar a céu aberto, com obras de transposição de acordo com a Tabela 25.

TABELA 25 - OBRAS DE TRANSPOSIÇÃO A JUSANTE DA AVENIDA RUI BARBOSA .

Local	Obra Existente	Vazão (m ³ /s)
Canal	B=9,00 H=4,00 m=1:2 S ₀ = 0,2% n=0,030	73,8
Avenida Rui Barbosa	BDTC 2,00	17,3
Acesso à Empresa de Ônibus	BTTC 2,00	26,0
Rua Maringá	BTTC 1,50	12,7
Rua Arapongas	BTTC 2,00	26,0
Rua São José	BTTC 2,00	26,0

SENDO: BDTC - Bueiro duplo, tubular de concreto
BTTC – Bueiro triplo, tubular de concreto.

As características geométricas foram medidas topograficamente. A capacidade nominal foi calculada com base no método do DER-PR para dimensionamento de bueiros tubulares com escoamento em regime crítico, de acordo com a equação (5.1):

$$Q = 1,533nD^{2,5} \quad (5.1)$$

Onde: Q = vazão, em m³/s;

n = número de tubos;

D = diâmetro do tubo, em m.

5.2 PARÂMETROS BÁSICOS

5.2.1 Intensidade da Precipitação

Como discutido na Seção 3.10 utilizou-se a equação do Posto Curitiba Prado Velho, proposta por FENDRICH (2000), para definir a relação intensidade duração frequência sobre a bacia hidrográfica em questão. Essa equação exprime a intensidade máxima média sobre a duração considerada para um dado período de retorno. Considerou-se, como explicado na Seção 4.2, que a chuva de projeto seja composta de duas parcelas:

1ª. No intervalo $0 < t \leq t_c$ uma intensidade constante i_1 igual à intensidade média máxima para uma duração igual ao tempo de concentração, e;

2ª. No intervalo $t_c < t \leq t_d$ uma intensidade i_2 , tal que para cada $t > t_c$ a média durante o período $[0, t]$ seja igual à intensidade média máxima dada pela equação de FENDRICH para uma duração igual ao tempo t , ou seja, obtém-se $i(\tau)$ resolvendo-se a equação:

$$\int_{t_c}^t i(\tau) d\tau = i_2 t - i_1 t_c \quad (5.2)$$

$$\text{Com: } i_1 = \bar{i}(t_c) = aT^m / (t_c + b)^n \quad (5.3)$$

$$\text{e } i_2 = \bar{i}(t) = aT^m / (t + b)^n \quad (5.4)$$

5.2.2 Vazão efluente

Para definição da vazão efluente da bacia de retenção, considerou-se que enquanto a vazão pudesse ser escoada pelos bueiros existentes nas várias travessias, não ocorreria transbordamento do canal, ou seja, que os bueiros corresponderiam aos controles hidráulicos.

O canal em regime uniforme permite escoar $73,8 \text{ m}^3/\text{s}$, vazão muito maior que a capacidade de escoamento dos bueiros. Esse valor foi obtido pela equação da fórmula de Manning, usando um coeficiente de rugosidade $n = 0,030$ (canal revestido de gabiões), conforme recomendação de BRATER et al. (1996) e assumindo uma borda livre de 0,5 m.

Um primeiro limitador poderia ser o controle do bueiro na passagem da rua Maringá, que permite o escoamento de $12,7 \text{ m}^3/\text{s}$. Com isto se evitaria a necessidade de obras à jusante da bacia de retenção.

TUCCI (2000), propõe um valor único de 27 l/s ha como limite de controle de cheias para a Região Metropolitana de Curitiba, baseado na suposição de condições naturais das bacias hidrográficas, $T_r = 10$ anos e precipitação com duração de 1 hora, que no caso da bacia do Rio Ressaca, resultaria em $29,1 \text{ m}^3/\text{s}$ na seção da Av. Rui Barbosa. Esse valor conflita com a capacidade dos bueiros existentes no trecho a jusante, listados na Tabela 25. Em nível de análise de sensibilidade, foi estudada a conveniência de se equalizar a capacidade das obras de travessia (bueiros), o que elevaria a vazão de restrição a $26 \text{ m}^3/\text{s}$, mais próximo do limite recomendado por TUCCI (2000).

Com a variação da vazão efluente pode-se observar que a diferença entre a duração da chuva crítica e o tempo de concentração da bacia, que é tanto maior quanto menor for a vazão efluente.

5.2.3 Coeficiente de escoamento superficial

A avaliação do coeficiente de escoamento superficial é apresentada na Tabela 26, tendo sido escolhido o critério de WILKEN (1978), que pondera os coeficientes de escoamento superficial por parecer de maior coerência com a ocupação da bacia, que apesar de intensamente ocupada, apresenta grandes regiões permeáveis.

TABELA 26 – DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE ESCOAMENTO (C)

METODOLOGIA	CRITÉRIO	RESULTADO
WILKEN(1978) Tabela 6	De Edificação com Poucas Superfícies Livres: partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas	0,50
WILKEN(1978) Equação 69	Proporcionalidade entre coeficientes de escoamento e áreas em locais de ocupação heterogênea	0,53
ARNELL (1989) Tabela 7	Coef. de esc. por evento 0,75, Coef. de esc. médio, anual 0,6, Perda inicial de chuva 2 a 6 mm, Taxa de infiltração final 10 mm/h	0,60
ASCE (1969) Tabela 8	Asfalto 0,70 a 0,95, concreto 0,80 a 0,95, calçadas 0,75 a 0,85, telhado 0,75 a 0,95, Grama, em solo argiloso, declividade média ($2\% < S < 7\%$) 0,18 a 0,22.	0,52
ASCE (1969) Tabela 9	Área residencial unidades múltiplas separadas 0,40 a 0,60	0,50
TUCCI(2000) Equação 70	Proporção entre áreas permeáveis $C_p=0,05$, áreas impermeáveis $C_i=0,95$	0,53
SCHULER(1987) Equação 71	Acima de 200 ha com ocupação predominantemente residencial, e densidade menor que 120 hab/ha	0,53

O coeficiente de escoamento superficial adotado foi $C=0,53$ por coincidir com critérios objetivos. Os métodos de SCHULER (1987), TUCCI (2000), ASCE (1969), e WILKEN (1978) conduzem a este valor com variações muito pequenas, em particular a proporção entre as áreas densamente ocupadas e os espaços vazios como o do Aeroporto Internacional Afonso Pena e das várzeas do rio Ressaca. Também é menor que o limite estabelecido na Figura 26 em função da densidade populacional.

5.2.3.1 Tempo de Concentração

A avaliação do tempo de concentração da bacia hidrográfica do rio Ressaca é apresentada na Tabela 27, tendo sido observadas variações entre 29 e 225 minutos para as diferentes fórmulas discutidas na Seção 3.5.3. Eliminando valores extremos, acima de 200 minutos e abaixo de 50 minutos, resulta numa média de 118 minutos, com desvio padrão de 36 minutos. Devido a essa variabilidade, resolveu-se efetuar duas análises usando $t_c = 146$ minutos, obtido pelo método cinemático e $t_c = 86$ minutos, obtido pela fórmula de Kirpich, muito usada no meio técnico brasileiro.

TABELA 27 – TEMPO DE CONCENTRAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO RESSACA

METODOLOGIA	FÓRMULA	tc(min)	APLICAÇÃO
Método Cinemático(1975)	$t_c = \frac{1}{60} \sum L_i V_i$	149	bacias poucos urbanizadas, $C_v = 0,600$ Escoamento em lâmina sobre pavimentos ou em sarjetas e calhas rasas
Kirpich(1940)	$t_c = 3.989 L^{0.77} S^{-0.385}$	86	bacias rurais.declividades de 3% a 10%. área máxima 0,50 km².
Califórnia Culverts Pratices(1942)	$t_c = 57 L^{1.155} H^{-0.385}$	86	bacias rurais.declividades de 3% a 10%. área máxima 0,50 km².
DER/SP KIRPICH Modificada	$t_c = 85.2 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$	57	áreas de drenagem superiores a 100 há
Federal Aviation Agency(1970)	$t_c = 22.73(1.1 - C)L^{0.50} S^{-0.33}$	140	Válida para escoamento em superfícies de bacias muito pequenas.
Onda Cinemática(1963)	$t_c = 447(nL)^{0.60} S^{-0.3} I^{-0.4}$	89	bacias muito pequenas de 15 a 30 metros em que o escoamento de superfícies seja predominante
SCS – Lag Fórmula(1975)	$t_c = 342 L^{0.8} \left[\left(\frac{1000}{CN} \right) - 9 \right]^{0.7} S^{-0.5}$	225	bacias rurais com áreas de drenagem de até 8 km² superestima o valor de t_c em comparação com as de Kirpich e Dooge
Método Cinemático(1975)	$t_c = \frac{1000}{60} \sum \frac{L}{V} \quad V_i = C_v S^{0.5}$	146	Somatória dos tempos de transito dos diversos trechos que compões o talvegue

METODOLOGIA	FÓRMULA	tc(min)	APLICAÇÃO
DOOGE(1956)	$t_c = 21,88 A^{0,41} S^{-0,17}$	133	bacias rurais com áreas na faixa de 140 a 930 km ² .
JOHNSTONE	$t_c = 20,17 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,5}$	148	bacias com área de 65 a 4200 km ²
EX-DNOS	$t_c = \frac{10}{K} \frac{A^{0,3} L^{0,2}}{i^{0,4}}$	109	
ARNELL(1989)	$t_c = 1,67 \cdot 10^{-3} \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,7}$	205	bacias parcialmente urbanizadas ou ainda rurais, com áreas de drenagem urbanizadas de 0,2 a 50 km ² , 0,50 ≤ C ≤ 0,70
ARNELL(1989)	$t_c = 2,4 \cdot 10^{-4} \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,7}$	29	bacias parcialmente urbanizadas ou ainda rurais, com áreas de drenagem urbanizadas de 0,2 a 50 km ² , 0,70 ≤ C ≤ 0,90

(CONTINUAÇÃO DA TABELA 27 – TEMPO DE CONCENTRAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO RESSACA)

Com relação à distribuição da precipitação, dada a área da bacia, da ordem de 10 km², assumiu-se que esta fosse uniformemente distribuída, hipótese essa corroborada pela Figura 23 da Seção 3.3.1 e pela prática usual de considerar a precipitação média igual ao valor pontual para $A < 25 \text{ km}^2$ (RAUDKIVI, 1979) Equação(2.58).

5.3 APLICAÇÃO DO MÉTODO PROPOSTO

Resumindo o exposto nas seções anteriores, foram usadas as seguintes equações:

$$\text{- Equação de Chuvas} \quad i = \frac{5726,64 T^{0,159}}{(t + 41)^{1,041}} \quad (3.63)$$

Intensas:

$$\text{- Vazão para } t \geq t_c: \quad Q_p = \frac{CiA}{3,6} \quad (3.1)$$

- Volume de detenção, considerando vazão efluente constante:

$$V_a = \frac{CA}{k_1} \left\{ \left[\frac{aT^m}{(t_d + b)^n} - i_s \right] t_d k_2 + \frac{i_s^2 (t_c + b)^n}{2aT^m} t_c k_2 \right\} \quad (4.20)$$

- Volume de detenção, considerando vazão efluente variável:

$$V_d = \frac{CA}{k_1} \left[\frac{aT^m}{(t_d + b)^n} - \frac{i_s}{2} \right] t_d k_2 \quad (4.23)$$

$$\text{Duração crítica da chuva:} \quad \frac{aT^m}{(t + b)^n} \left[1 - \frac{nt}{t + b} \right] = i_s \quad (4.14)$$

Nas equações indicadas, as constantes assumem, no caso em estudo, bacia hidrográfica do rio Ressaca, os seguintes valores:

$$a = 5.26,64 \quad m = 0,159 \quad k_1 = 3,6 \quad A = 10,78 \text{ km}^2$$

$$b = 41 \quad n = 1,041 \quad k_2 = 60 \quad C = 0,53$$

$$i_s = 8 \text{ e } 16,4 \text{ mm/h} \quad t_c = 86 \text{ e } 146 \text{ min}$$

Os valores de i_s de 8 e 16,4mm/h correspondem as vazões efluentes máximas de 12,7 e 26,0 m³/s respectivamente, conforme definido na Seção 5.2.2.

Na primeira série de cálculos, foi utilizado tempo de concentração $t_c = 86$ minutos, obtendo-se os resultados apresentados nas Tabelas 28 e 29.

TABELA 28 – VOLUMES DA BACIA DE DETENÇÃO NO RIO RESSACA COM $t_c=86\text{min}$ E $Q_s=12,7 \text{ M}^3/\text{S}$

$Q_s =$	12,7	m ³ /s	
$i_s =$	8,0	mm/h	
$t_c =$	86	min	
TR(anos)	td(min)	Volume 1(m ³)	Volume 2(m ³)
5	123,2	340.346	381.794
10	131,5	390.084	435.267
20	140,2	446.497	495.489
50	152,2	532.684	586.880
100	161,8	607.838	666.074

TABELA 29 - VOLUMES DA BACIA DE DETENÇÃO NO RIO RESSACA COM $t_c=86\text{MIN}$ E $Q_s=26,0\text{ M}^3/\text{S}$

$Q_s =$	26,0	m^3/s	
$i_s =$	16,4	mm/h	
$t_c =$	86	min	
TR(anos)	td(min)	Volume 1(m^3)	Volume 2(m^3)
5	77,5	280.854	318.289
10	83,7	323.124	367.759
20	90,1	371.997	423.814
50	99,1	448.056	509.426
100	106,3	515.391	584.012

Na Figura 38 observa-se a variação da duração da chuva crítica em função do tempo de recorrência e da vazão efluente. Destacando-se que para um mesmo tempo de recorrência, a duração diminui conforme se aumenta a vazão efluente. Este fato decorre da lei de variação da intensidade de precipitação, que diminui conforme se prolonga a chuva. O mesmo ocorre para tempo de retorno menor com a mesma vazão efluente.

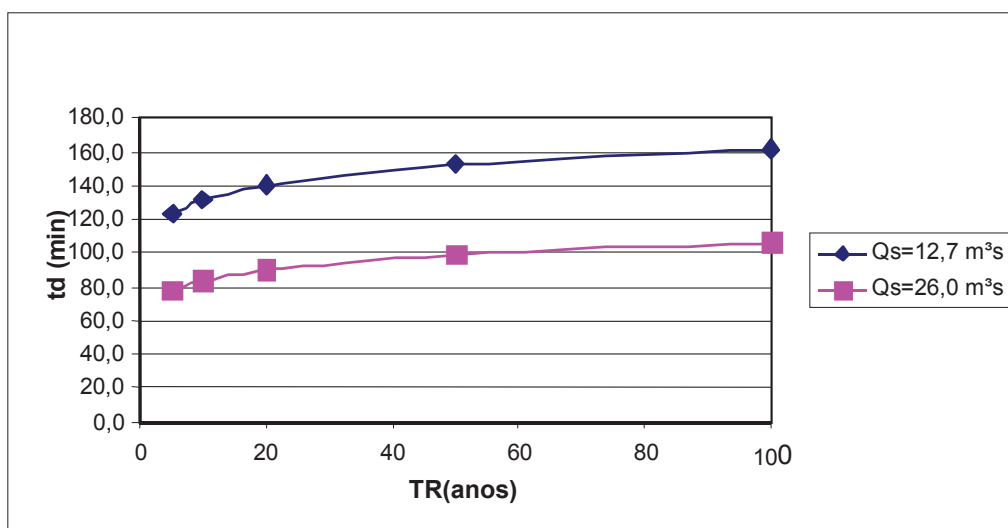


FIGURA 38 - DURAÇÃO DA CHUVA CRÍTICA EM FUNÇÃO DO TEMPO DE RECORRÊNCIA E DA VAZÃO EFLUENTE.

Nestas condições, os volumes máximos de detenção calculados com as durações correspondentes, são apresentados na Figura 39. Pode-se notar que o volume

aumenta quando se diminui a vazão efluente, e que para a mesma vazão efluente, o volume é maior em dispositivos com descarga variável.

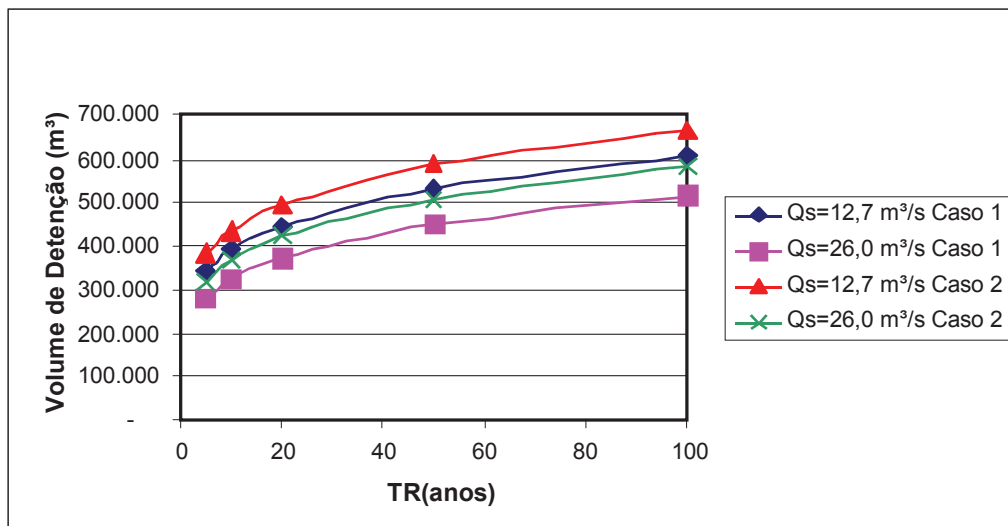


FIGURA 39 - VOLUME DE DETENÇÃO MÁXIMO, EM FUNÇÃO DO TEMPO DE RECORRÊNCIA, DA VAZÃO EFLUENTE E DO DIPOSITIVO DE DESCARGA. ONDE: CASO 1 - DISPOSITIVO COM VAZÃO DE SAÍDA UNIFORME. CASO 2 – DISPOSITIVO COM VAZÃO DE SAÍDA VARIÁVEL

Na Tabela 30 e na Figura 40, a seguir, foi apresentada: a avaliação da chuva crítica na bacia do Rio Ressaca para $t_c = 86$ min e diversos valores da vazão efluente.

TABELA 30 – DURAÇÃO CRÍTICA PARA DIVERSOS VALORES DA VAZÃO EFLUENTE

$Q_s(m^3/s)$	1	2	5	10	15	20	25	30
$i_s(mm/h)$	0,6	1,3	3,2	6,3	9,5	12,6	15,8	18,9
TR(anos)	td (min)							
5	423,5	318,1	205,9	141,7	111,3	92,7	79,7	69,9
10	441,6	333,7	217,7	150,8	119,1	99,6	85,9	75,7
20	460,1	349,8	230,0	160,3	127,2	106,8	92,5	81,8
50	484,9	370,9	246,9	173,6	138,5	116,8	101,7	90,3
100	503,9	388,8	260,2	184,0	147,5	124,8	109,0	97,1

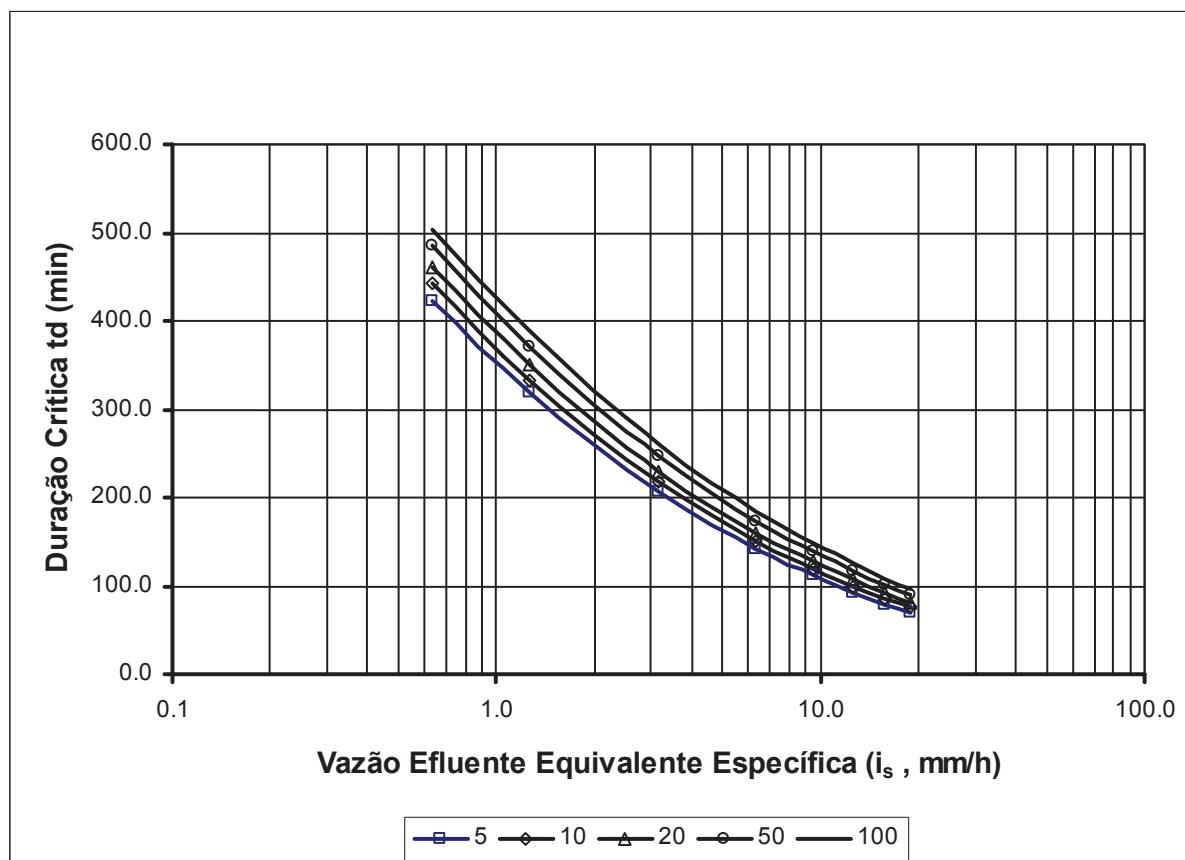


FIGURA 40 - RELAÇÃO ENTE i_s E t_d E TR PARA $t_c = 86$ MIN NA BACIA DO RIO RESSACA

Na segunda série de cálculos, foi usado tempo de concentração maior, $t_c = 146$ min, obtendo-se os resultados apresentados nas Tabelas 31 e 32.

TABELA 31 - VOLUMES DA BACIA DE DETENÇÃO NO RIO RESSACA COM $t_c = 146$ min E $Q^S = 12,7$ m³/s

$Q_s =$	12,7	m ³ /s		
$i_s =$	8,0	mm/h		
$T_c =$	146	min		
TR(anos)	t_d (min)	Volume 1(m ³)	Volume 2(m ³)	
5	123,2	348.800	381.794	
10	131,5	397.656	435.267	
20	140,2	453.279	495.489	
50	152,2	538.547	586.880	
100	161,8	613.089	666.074	

TABELA 32 - VOLUMES DA BACIA DE DETENÇÃO NO RIO RESSACA COM $t_c=146\text{min}$ E $Q_s=26,0\text{ m}^3/\text{s}$

$Q_s =$	26,0	m^3/s	
$i_s =$	16,4	mm/h	
$t_c =$	146	min	
TR(anos)	td(min)	Volume 1(m^3)	Volume 2(m^3)
5	77,5	316.289	318.289
10	83,7	354.862	367.759
20	90,1	400.423	423.814
50	99,1	472.627	509.426
100	106,3	537.398	584.012

Pode-se observar que a mudança no tempo de concentração não alterou a duração da chuva crítica, conforme previa a Equação (4.14). Os volumes de detenção mudaram apenas no caso de vazão efluente constante, de acordo com a Figura 41, a seguir indicada.

Para o caso de variação linear da vazão efluente não houve alteração dos volumes de detenção.

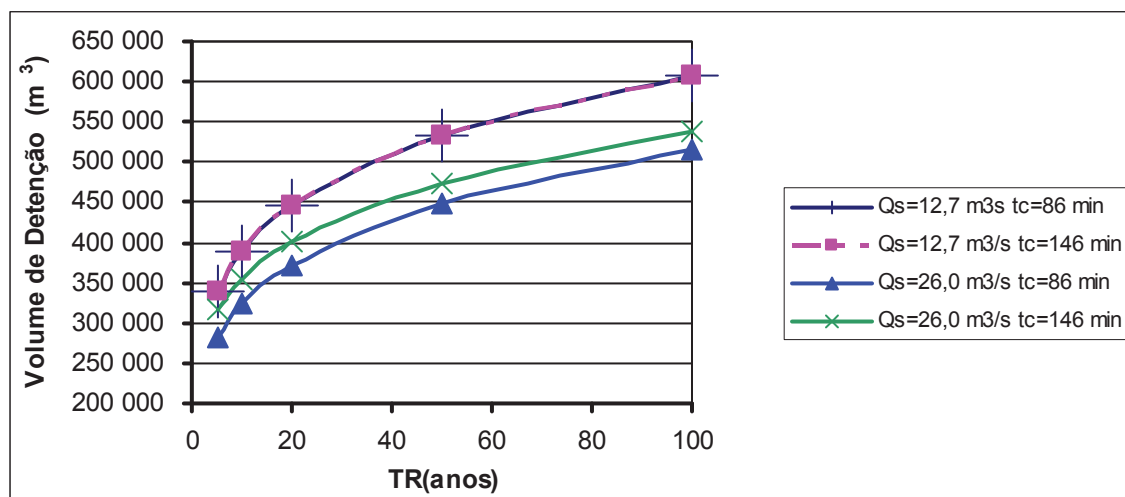


FIGURA 41 - VARIAÇÃO DO VOLUME DE DETENÇÃO EM FUNÇÃO DO TEMPO DE CONCENTRAÇÃO DA BACIA

No caso da vazão efluente constante, embora a duração crítica não tenha se alterado, os volumes de detenção aumentam com o aumento do tempo de

concentração, e este efeito é mais pronunciado quando a vazão efluente é maior, ou seja, mais próxima do pico da vazão afluente.

Com a utilização do método proposto, é possível determinar rapidamente o volume de detenção em função das características da bacia. A melhor opção, neste caso, seria adotar $Q_s=26 \text{ m}^3/\text{s}$ como vazão efluente, uniformizando a capacidade das obras de travessia à jusante da Avenida Rui Barbosa, de modo que os 200.000 m^3 disponíveis para detenção à montante da Avenida diminuíssem o tempo de recorrência das enchentes para um tempo de recorrência pouco menor que 5 anos, usando um dispositivo de controle com descarga de fundo, que permita ter vazão efluente constante.

Por ser uma bacia com área de 10 km^2 , um conflito imediato resulta da aplicabilidade do método racional, limitado na literatura à bacias até 5 km^2 . Para dirimir esta questão foi elaborado um estudo comparativo, utilizando hidrogramas calculados pelo hidrograma unitário sintético segundo a metodologia do Soil Conservation Service (SCS).

Para estabelecer uma equivalência, os hidrogramas foram calculados de modo que os volumes escoados nos dois métodos fossem similares, usando a mesma duração da chuva crítica obtido nas seções anteriores. Na aplicação do método do SCS foram utilizados os parâmetros listados na Tabela 33:

TABELA 33 - PARÂMETROS UTILIZADOS PARA APLICAÇÃO DO MÉTODO DO SCS.

Hidrograma Unitário Triangular (Soil Conservation Service)			
Bacia Hidrográfica:			
A=	10,78	km^2	Área da Bacia
L=	4,7	km	Comprimento do Talvegue
H=	36	m	Desnível do Talvegue
t_c =	1,43	h	Tempo de Concentração
Hidrograma unitário (triangular):			
T_p =	1,00	h	Tempo de Pico
T_b =	2,68	h	Tempo de Base
T_u =	0,29	h	Tempo Unitário
T_r =	1,68	h	Tempo de Descida
Q_p =	22,35	$\text{m}^3/\text{s}/\text{cm}$	Descarga máxima

Os volumes escoados, os volumes de detenção, as vazões máximas e as durações críticas para $t_c = 86 \text{ min}$ e $Q_s = 12,7 \text{ m}^3/\text{s}$ foram calculadas e resumidas na Tabela 34.

Pode-se notar a tradicional discrepância de valores entre um e outro método, sendo a prática corrente o uso dos valores obtidos pelo hidrograma unitário em detrimento do método racional.

TABELA 34 – COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS ENTRE O MÉTODO RACIONAL E O HIDROGRAMA UNITÁRIO PARA O RIO RESSACA

TR (anos)	Método Racional				Método do Hidrograma Unitário			
	td(h)	Q(m ³ /s)	Volume Escoado (m ³)	Volume Detido (m ³)	td(h)	Q(m ³ /s)	Volume Escoado (m ³)	Volume Detido (m ³)
10	2,19	61,52	485.368	390.084	2,30	68,47	485.682	326.826
20	2,34	65,27	548.886	446.497	2,30	77,66	549.037	388.477
50	2,54	70,60	644.883	532.684	2,60	84,72	644.926	471.831
100	2,70	74,96	727.720	607.838	2,60	93,32	717.530	542.257

Comparando-se a diferença relativa dos diversos parâmetros, temos o disposto na Tabela 35, abaixo descrita.

TABELA 35 - DIFERENÇA RELATIVA ENTRE O MÉTODO RACIONAL E O MÉTODO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO DO SCS

TR (anos)	Δtd	ΔQ	$\Delta V \text{ esc}$	$\Delta V \text{ det}$
10	-5%	-10%	0%	19%
20	2%	-16%	0%	15%
50	-2%	-17%	0%	13%
100	4%	-20%	1%	12%

Pode ser observado que embora existam diferenças de até 20% entre a vazão máxima e o volume de detenção, as diferenças relativas a duração da chuva crítica são bastante reduzidas, e devem-se em parte, a sensibilidade de cálculo no método do hidrograma unitário, que discretiza os intervalos de tempo.

Considerando os resultados obtidos, no caso presente, o processo baseado no método racional definiu com suficiente aproximação a duração crítica da chuva, mesmo em uma bacia para cuja modelagem seria recomendado o método do hidrograma unitário.

O resultado final indica que o volume disponível, de 200.000 m³ não seria suficiente para prover o controle de enchentes com $Tr \geq 10$ anos. Para isso seria necessário um volume da ordem de 320.000 m³, uniformizando a capacidade dos bueiros à jusante em 26 m³/s. Isso indica na prática, a necessidade de prover outras bacias de detenção dentro da área de contribuição do rio Ressaca, ou então, a reformulação da capacidade de escoamento de todo o sistema à jusante da Av. Rui Barbosa. Se fixarmos como vazão efluente a capacidade do canal, de 73,8 m³/s, seriam necessários 188.000 m³ de volume de detenção para $Tr = 5$ anos, e 227.000 m³ para $Tr = 10$ anos.

Fazendo uma comparação mais abrangente do método proposto, determinaram-se os volumes de detenção resultantes da aplicação das fórmulas propostas pelos autores pesquisados, substituindo, onde possível, a duração da chuva pela duração crítica obtida na seção anterior.

Observa-se na Figura 42, que a formulação de WILKEN (1978) fica muito próxima à definida pelo hidrograma unitário, e as demais se aproximam bastante dos valores obtidos pelo método racional.

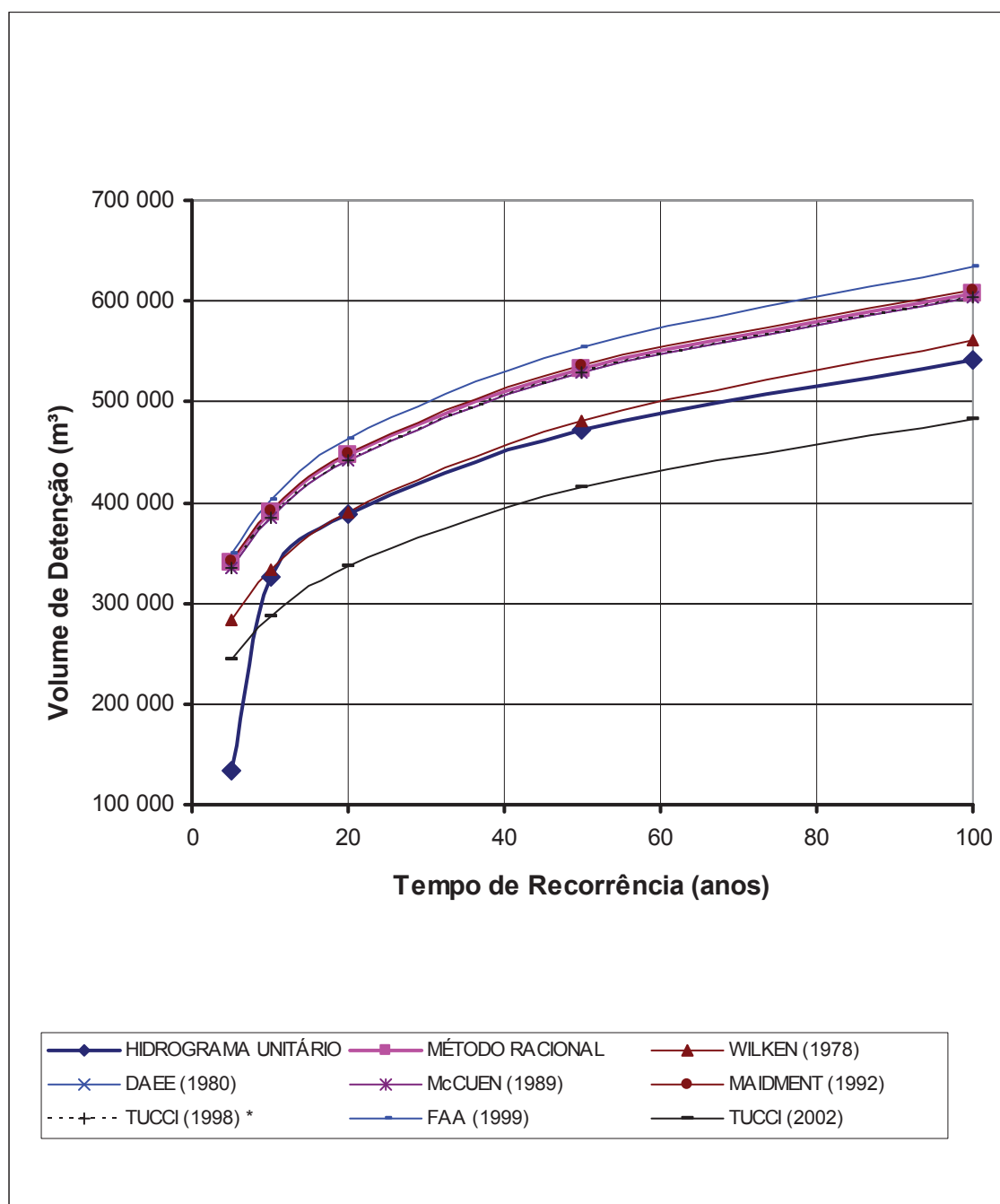


FIGURA 42 - COMPARAÇÃO DOS VOLUMES DE DETENÇÃO NA BACIA DO RIO RESSACA, CALCULADOS SEGUNDO ALGUNS DOS AUTORES PESQUISADOS

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A presente dissertação, ao analisar os métodos de dimensionamento de bacias de retenção das águas pluviais, permite algumas conclusões relevantes neste contexto:

- É possível determinar a duração da chuva crítica que conduz ao maior volume para o dimensionamento de bacias de retenção com base no método racional, fixando-se o tempo de recorrência e a vazão efluente;

- Também é possível estender esta condição mesmo a bacias de maior porte, onde o método racional não seja recomendado para avaliação do deflúvio máximo, uma vez que a metodologia proposta apresenta resultado satisfatório até pelo menos 10 km², onde o período de retorno seja da ordem de 10 anos ou mais, o que é usual em obras de macrodrenagem, tais como as bacias de retenção;

- O volume obtido pelo método proposto constitui-se em uma estimativa conservadora para a prática de projetos de obras de drenagem;

- A duração crítica independe do tempo de concentração, parâmetro afetado de incertezas, e pode ser usada para estabelecer hidrogramas de projeto para métodos mais detalhados de transformação chuva-vazão;

- No caso de vazão efluente variável em função do tempo, o volume de retenção independe do tempo de concentração.

Para ampliar a abrangência do método proposto, cabem recomendações que poderão ser abordadas em estudos futuros, com o objetivo de aperfeiçoar os métodos de dimensionamento de bacias de retenção e obras de macrodrenagem, como por exemplo:

- O desenvolvimento de uma formulação que contemple variações não lineares da vazão efluente em função do tempo;

- A otimização da combinação volume de retenção e vazão efluente considerando a minimização do custo global;

- A realização de aplicações sistemáticas do método proposto em bacias de área

variável para estabelecer o limite do método racional em função de outros parâmetros (tempo de concentração, coeficiente de escoamento superficial, tempo de retorno), e não apenas a área de drenagem;

- A adaptação do método proposto para modelos de transformação chuva-vazão mais realistas como o hidrograma unitário;
- Generalizar os resultados em forma de ábacos para outras bacias, em regiões com equação de chuvas intensas definida.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AKAN, A.O. Detention Pond Sizing for Multiple Return Periods, **Journal of Hydraulics Engineering - ASCE**, Volume 115, Number 5, p. 650-664, 1989
- ARNELL, N. Human influences on hydrological behavior. In: UNESCO. International Literature Survey. International Hydrological Programme. **Technical Documents in Hydrology**, Paris, IHP III, Project 6.1, 195p, 1989
- ASCE. **Stormwater detention outlet control structures**. A report of the Task Committee on the Design of Outlet Control Structures of the Hydraulics Division of the American Society of Civil Engineers. New York – USA, 34 p., 1985.
- ASCE. **Design and construction of sanitary and storm sewers**. Manuals and Reports of Engineering Practice N° 37. New York. 1969.
- AZEVEDO NETO J.M. **Manual de Hidráulica**. 7ª Edição. São Paulo: Edgard Blücher, Vol. I, 1991, 335 p.
- BEDIENT P.B., HUBER, W. C. **Hidrology and Floodplain Analysis**. 2ª Edição. New York: Adison Wesley, 1992, 315 p.
- BEVEN, K. J. **RainFall-Runoff Modelling – the Primer**. Chichester: John Wiley & Sons, 2001, 360 p.
- BRATER, E.F. et al, **Handbook of Hydraulics**. 7ª Edição. New York: McGrawHill, 1996, - 627 p.
- CAMPANA, N. A., TUCCI, C. E.M. Estimativa de área impermeável de macrobacias urbanas. **Revista Brasileira de Engenharia – Caderno de Recursos Hídricos – ABRH**. Rio de Janeiro, Vol. 12, n. 2, p. 79-94, Dez. 1994.
- CANHOLI, A. P. O dimensionamento de soluções não convencionais em drenagem urbana. In: SEMINÁRIO: HIDRÁULICA COMPUTACIONAL APLICADA A PROBLEMAS DE DRENAGEM URBANA, 1., 1994, São Paulo. 20p., 1994.
- CEHPAR. **Drenagem de águas pluviais – Manual HG 27**. Curitiba, 1971.
- CHOW, V. T. ; MAIDMENT, D. R. ; MAYS, L. W. **Applied Hidrology**. New York : McGraw-Hill. 572 p. 1988.
- DAEE. **Armazenamento e Drenagem urbana: Manual de projeto**. São Paulo: Departamento de Águas e Energia Elétrica – DAEE / Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental – CETESB, Cap. X, p. 459-468, 1980.
- DER-SC. **Instrução de Serviço nº 6** : Estudo Hidrológico. Florianópolis. 1998. 10 p.
- DOLZ, J.; GÓMEZ, M. Problemática del drenaje de aguas pluviales en zonas urbanas y del estudio hidraulico de las redes de colectores. **Ingeniería del Agua**, Valencia – España, Vol. 1, nº 1, p. 55-66, 1994.
- FENDRICH, R. et al. **Estudo da implantação de bacias de amortecimento em sistemas de macrodrenagem pluvial urbana**. Curitiba: Instituto de Saneamento Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Paraná, 1982. 117 p. Relatório técnico

- FENDRICH, R. **Coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais na drenagem urbana**. Curitiba, 2002 . 499 p. Tese (Doutorado em Geologia Ambiental) – Setor de Ciências da Terra, Universidade Federal do Paraná.
- GREENBERG, M. D. , **Foudations of Applied Mathematics** . New Jersey : Prentice-Hall Inc. . 1978, - p. 614
- GUO, J. C. Y. Detention storage volume for small urban catchments. **Journal of the Water Resources Planning and Management. Proceedings– ASCE**, New York – USA, Vol. 125, N° 6: p. 380-382, Nov./Dec. 1999.
- HAGER, W. H. ; SINNINGER, R. Flood Storage in Reservoir, **Journal of Irrigation and Drainage Engineering - ASCE**, Volume 111, Number 1, pages 70-85, 1985.
- HOLTZ N. T. **Precipitações máximas pluviais de 1 a 6 dias de duração**. Curitiba: Publicação 25 CEHPAR, 1966.
- HORN, D.R. Graphic Estimation of Peak Flow Reduction in Reservoir, **Journal of Hydraulic Engineering - ASCE**, Volume 113, Number 11, pages 1441-150, 1987.
- LINSLEY R. K. ; FRANZINI J. B. **Water Resources Engineering**. Tokyo : Mc GrowHill , 1964, -p.
- MAIDMENT, D. R. Hydrology. In: _____ (editor in chief). **Handbook of hydrology**. New York – USA : McGraw-Hill, Inc, Chap.1, p. 1.1-1.15, 1992.
- NASCIMENTO, N. O. et al.. Estudo de caso de uma bacia de detenção em meio urbano – O caso do reservatório Santa Lúcia. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, XII, 1997, Vitória. **Anais ABRH** , CD-ROM, 1997. p. 1-9.
- PARIGOT DE SOUZA, P.V. **Possibilidades pluviais de Curitiba em relação a chuvas de grande intensidade**. Publicação nº 2, CEPHH/UFPR, Curitiba, 1959. 9 p.
- PFASTETTER, O. **Chuvas Intensas no Brasil: relação entre precipitação, duração e frequência de chuvas em 98 postos com pluviógrafos**. Rio de Janeiro: DNOCS, 1957, 419 p.
- PILGRIM D. H. ; CORDEVY I. Flood Runoff. In MAIDMENT, D. R. (editor in chief), **Handbook of Hydrology**. New York: Mcgrow Hill, 1993
- PINTO, N. L. S. **Hidráulica Aplicada**. Curitiba: CEHPAR, 1987, - p.
- _____, et al.. **Vazão de dimensionamento de bueiros**, Rio de Janeiro: IPR, Publ. 478, 1975, 56p.
- PORTO ALEGRE - Prefeitura Municipal. **Caderno de encargos do município de Porto Alegre - esgoto pluvial**. Porto Alegre: Secretaria Municipal de Obras e Viação, Vol 4, 1983.
- PORTO, R. M. Atenuação de Vazões de Pico em Bacias de Detenção. **Revista Brasileira de Engenharia - ABRH**, Porto Alegre, Volume 7, Número 2, p.5-17. 1998.
- PORTO, R. L. Escoamento superficial direto. In: TUCCI, C. E. M. et al. **Drenagem Urbana**. Porto Alegre : ABRH - Editora da Universidade - UFRGS, 1995 pp.107-164.
- RAUDKIVI, A. J. **Hidrology**. Oxford : Ed., Pergamon Press, 1979, 471p.

- SUCEAM. **Controle de Cheias da RMC**: Estudos Hidrológicos, Hidrodinâmicos e de Alternativas do Rio Iguaçu na RMC, Edição preliminar. Curitiba: SUCEAM / COMEC / PROSAM, Dez.1995. Relatório técnico.
- SUDERHSA, 2002. **Manual de Drenagem Urbana**: Região Metropolitana de Curitiba, versão 1.0. Curitiba: SUDERHSA, Dez. 2002. Relatório técnico.
- TSUCHIYA, A. Evaluation of on-site stormwater detention methods in urbanized area. In: HELLIWELL P. R. (Editor). **Urban storm drainage**. London – England: Centech Press, p. 470-478, 1978.
- TUCCI, C. E. M. **Modelos Hidrológicos**. Rio Grande do Sul: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1998, 668p.
- TUCCI, C. E. M. (org.). **Hidrologia, Ciência e Aplicação**. Porto Alegre: Ed. Universidade-UFRGS-ABRH, 2002, 939 p.
- _____. Coeficiente de escoamento e vazão máxima de bacias urbanas. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos – ABRH**, Porto Alegre, Vol. 5, n. 1, p. 61-68, Jan./Mar., 2000.
- TUCCI, C. E.M., BARROS, M. T. , PORTO, R. L. (org.). **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: Ed., Universidade/UFRGS, 1995, 414p.
- TUCCI, C. E.M., **PRA-01 Parque e controle de cheias do alto Iguaçu. MP03**: Estudos hidrológicos – hidrodinâmicos do Rio Iguaçu na RMC. Curitiba : COMEC/SUCEAM , Vol. I, Fev. 1996.
- USBR. **Design of Small Dams**. United States Printing Office, Washington, 1965. 611 p.
- VILLELA, S. M.; MATTOS A. **Hidrologia Aplicada**. São Paulo: Ed. McGraw-Hill do Brasil Ltda, 1975. 239p.
- WATKINS, L. The design of urban sewer sistems. **Road Research Laboratories U.K. Tech. Paper nº 55** , DSIR, HMSO , London. 1962.
- WILKEN, P. S. Estruturas hidráulicas singulares. In:_____. Engenharia de drenagem superficial. São Paulo: Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental – CETESB, p. 337-451, 1978.
- WISNER Paul E.; CHEUNG, Philip W. Parks against storms. In: YEN, Ben Chie. **Urban stormwater quality, management and planning**. Proceedings of the Second International Conference on Urban Storm Drainage, Illinois – USA, p. 3222-330, 1982.

**ANEXO – COMPARAÇÃO DO CÁLCULO DOS VOLUMES DE DETENÇÃO
SEGUNDO OS AUTORES PESQUISADOS**

Método de Muller – Neuhaus
WILKEN (1978)

$$V = Q_a t_c K \qquad \xi = Q_e / Q_a \qquad K = \log \frac{I}{\xi}$$

TR(anos)	Qa(m³/s)	Qe(m³/s)	ξ	K	tc(min)	V=f(tc) m3	td(min)	V=f(td) m3
5	58,00	12,7	0,22	0,66	86	197.410	123	282.801
10	61,52	12,7	0,21	0,69	86	217.498	132	332.570
20	65,27	12,7	0,19	0,71	86	239.451	140	390.222
50	70,60	12,7	0,18	0,74	86	271.397	152	480.437
100	74,96	12,7	0,17	0,77	86	298.233	162	561.094

TSUCHIYA (1978)
A<20HA (Não aplicável)

$$V = 0.0028 \left(i_i - \frac{i_o}{2} \right) d_i CA$$

TR	i _i (mm/h)	i _o (mm/h)	d(s)	C	A(Ha)	V(m³)
30	42,6	8,0	8724	0,53	1078	534.216

DAEE (1980)

TR = 5 VR máx= 334.854 m3

d(min)	i (mm/h)	Qa(m ³ /s)	Qe(m ³ /s)	Va(m ³)	Ve(m ³)	Vr(m ³)
115	39	61,2	12,7	422.119	87.630	334.489
120	37	59,2	12,7	426.241	91.440	334.801
123	37	58,0	12,7	428.733	93.878	334.854
125	36	57,3	12,7	430.088	95.250	334.838
130	35	55,6	12,7	433.684	99.060	334.624

TR = 10 VR máx= 385.165 m3

d(min)	i (mm/h)	Qa(m ³ /s)	Qe(m ³ /s)	Va(m ³)	Ve(m ³)	Vr(m ³)
125	40	64,0	12,7	480.198	95.250	384.948
130	39	62,1	12,7	484.214	99.060	385.154
132	39	61,5	12,7	485.368	100.203	385.165
135	38	60,2	12,7	487.976	102.870	385.106
140	37	58,5	12,7	491.505	106.680	384.825

TR =	20	VR máx= 442.092 m3				
d(min)	i (mm/h)	Qa(m ³ /s)	Qe(m ³ /s)	Va(m ³)	Ve(m ³)	Vr(m ³)
130	44	69,3	12,7	540.632	99.060	441.572
135	42	67,3	12,7	544.831	102.870	441.961
140	41	65,3	12,7	548.886	106.794	442.092
145	40	63,5	12,7	552.474	110.490	441.984
150	39	61,8	12,7	555.959	114.300	441.659

TR =	50	VR máx= 528.877 m3				
d(min)	i (mm/h)	Qa(m ³ /s)	Qe(m ³ /s)	Va(m ³)	Ve(m ³)	Vr(m ³)
145	46	73,5	12,7	639.123	110.490	528.633
150	45	71,5	12,7	643.154	114.300	528.854
152	44	70,6	12,7	644.883	116.007	528.877
155	44	69,6	12,7	646.953	118.110	528.843
160	43	67,8	12,7	650.538	121.920	528.618

TR =		100	VR máx= 604.428 m3			
d(min)	i (mm/h)	Qa(m³/s)	Qe(m³/s)	Va(m³)	Ve(m³)	Vr(m³)
155	49	77,7	12,7	722.331	118.110	604.221
160	48	75,7	12,7	726.334	121.920	604.414
162	47	75,0	12,7	727.720	123.292	604.428
165	46	73,7	12,7	730.115	125.730	604.385
170	45	71,9	12,7	733.693	129.540	604.153

Resumo	
TR	Vr(m3)
5	334.854
10	385.165
20	442.092
50	528.877
100	604.428

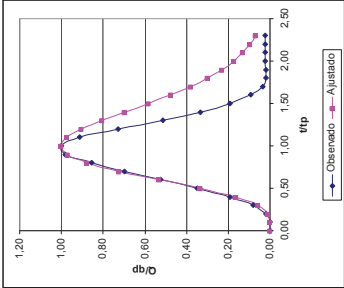
HORN (1987)

$$V = Ah = N_r R^{\alpha} t_p Q_a$$
$$N_r = \frac{0,8106 A Q_a}{C_d^2 D^4 t_p g}$$

TR	Qa(m³/s)	tp(h)	Qe(m³/s)	R	A(m²)	Cd	D(m)	Nr	V(m3)
5	40,04	2,58	12,7	0,32	142.348	0,61	2,00	8,5	318.652
10	68,47	2,58	12,7	0,19	142.348	0,61	2,00	14,6	318.652
20	77,66	2,58	12,7	0,16	142.348	0,61	2,00	16,5	318.652
50	84,72	2,58	12,7	0,15	142.348	0,61	2,00	18,0	318.652
100	93,32	2,58	12,7	0,14	142.348	0,61	2,00	19,9	318.652

PORTO (1998)

$\alpha = b/c = 3,95$
 $a = 3.167,40$
 $b = 2,93$
 $k = 8,66$
 $c = 0,74$



TR	$I_p(m^3/s)$	$t_p(h)$	$Q_{max}(m^3/s)$	Q^*	V^*	n	Vol	$V_{max}(m^3)$
5	40,04	2,58	12,70	0,32	0,60	5,7	163.548	97.677
10	68,47	2,58	12,70	0,19	0,72	5,7	279.651	202.029
20	77,66	2,58	12,70	0,16	0,74	5,7	317.201	235.780
50	84,72	2,58	12,70	0,15	0,76	5,7	346.035	261.696
100	93,32	2,58	12,70	0,14	0,77	5,7	381.177	293.281

McCUEN (1989)

$V_d = Q_d t_d$

$\frac{V_s}{V_d} = 1 - \alpha$

$\alpha = \frac{Qa}{Qd}$

TR(anos)	td(min)	Qd(m³/s)	Qa(m³/s)	α	Vd(m³)	Vs(m³)
5	123	58,00	12,7	0,22	428.733	334.854
10	132	61,52	12,7	0,21	485.368	385.165
20	140	65,27	12,7	0,19	548.886	442.092
50	152	70,60	12,7	0,18	644.883	528.877
100	162	74,96	12,7	0,17	727.720	604.428

WYCOFF e SINGH (1976)

$$\frac{V_s}{Q_d} = \frac{\alpha}{\left(\frac{T_b}{t_p}\right)^{0,411}} \cdot 1,291 \cdot (1 - \alpha)^{0,753}$$

T _b /T _p	α
2,55	0,152
4,88	0,891

TR	Qa(m³/s)	tp(h)	tb(h)	Tb/tp	α	Vs(m3)
5	40,04	2,58	4,59	1,78	0,152	129.715
10	68,47	2,58	4,59	1,78	0,152	221.799
20	77,66	2,58	4,59	1,78	0,152	251.582
50	84,72	2,58	4,59	1,78	0,152	274.451
100	93,32	2,58	4,59	1,78	0,152	302.323

MAIDMENT (1992)

$$V_a = \frac{CiAt}{3.6} \qquad V_e = kQ_e t \qquad V_{max} = V_a - V_e$$

TR(anos)	td(min)	Qa(m³/s)	Qe(m³/s)	Va(m³)	Qe/Qa	k	Ve(m³)	Vmax(m³)
5	123	58,00	12,7	428.733	0,22	0,93	87.117	341.616
10	132	61,52	12,7	485.368	0,21	0,93	93.449	391.920
20	140	65,27	12,7	548.886	0,19	0,94	100.071	448.815
50	152	70,60	12,7	644.883	0,18	0,94	109.353	535.530
100	162	74,96	12,7	727.720	0,17	0,95	116.720	610.999

TUCCI (1998)

$$V_s = Q_d t_d \left(1 - \frac{Q_a}{Q_d} \right)$$

TUCCI (1998) *

TR(anos)	tc(min)	Qd(m³/s)	Qa(m³/s)	Vs tc(m³)	td(min)	Vs td(m³)
5	86	58,00	12,7	233.746	123	334.854
10	86	61,52	12,7	251.895	132	385.165
20	86	65,27	12,7	271.280	140	442.092
50	86	70,60	12,7	298.761	152	528.877
100	86	74,96	12,7	321.266	162	604.428

FAA (GUO, 1999 apud FENDRICH, 2000)

$$V_d = \left[Q_d T_d - \frac{Q_a}{2} (T_d + T_c) \right]$$

TR(anos)	tc(min)	Qd(m³/s)	Qa(m³/s)	td(min)	Vd(m³)
5	86	58,00	12,7	123	349.028
10	86	61,52	12,7	132	402.501
20	86	65,27	12,7	140	462.723
50	86	70,60	12,7	152	554.114
100	86	74,96	12,7	162	633.308

TUCCI (2000)

$$v = \frac{60}{1000} t \left[\frac{CMT^n}{(t+P)^S} - q_n \right] \quad \beta(t+P) - q_n(t+P)^{S+1} - t\beta S = 0$$

M =	15908,61	
N =	0,159	
P =	41	
S =	1,041	
C =	0,53	
q _n =	27	
A =	10,78	km ²
	1078	ha

TR(anos)	β	t(min)	t'(min)	v (m ³ /ha)	V (m ³)
5	10.890,41	71	71	226	244.003
10	12.159,28	77	77	267	287.559
20	13.576,00	84	84	313	337.412
50	15.705,23	92	92	384	414.341
100	17.535,09	99	99	447	482.039

AKAN (1989)

$\alpha = b/c =$	3,95
b =	3.167,40
c =	2,93
K =	8,66
d =	0,74

NÃO APLICÁVEL só atende até C=1.5

TR	Ip(m ³ /s)	tp(h)	q(m ³ /s)	Q*	P	S* P/ C=1.5	S(m ³)
5	40,04	2,58	12,7	0,32	0,49	0,70	260.333
10	68,47	2,58	12,7	0,19	0,31	0,88	559.608
20	77,66	2,58	12,7	0,16	0,28	0,90	649.175
50	84,72	2,58	12,7	0,15	0,26	0,92	723.925
100	93,32	2,58	12,7	0,14	0,24	0,95	823.446

Resumo Geral

TR(anos)	HIDROGRAMA UNITÁRIO	MÉTODO RACIONAL	WILKEN (1978)	TSUCHIYA (1978)	DAEE (1980)	HORN (1987)	PORTO (1998)
5	133.342	340.346	282.801		334.854	318.652	97.677
10	326.826	390.084	332.570		385.165	318.652	202.029
20	388.477	446.497	390.222	534.216	442.092	318.652	235.780
50	471.831	532.684	480.437		528.877	318.652	261.696
100	542.257	607.838	561.094		604.428	318.652	293.281

TR(anos)	McCUEN (1989)	WYCOFF e SINGH (1976)	MAIDMENT (1992)	TUCCI (1998)	TUCCI (1998) *	FAA (1999)	TUCCI (2002)
5	334.854	129.715	341.616	233.746	334.854	349.028	244.003
10	385.165	221.799	391.920	251.895	385.165	402.501	287.559
20	442.092	251.582	448.815	271.280	442.092	462.723	337.412
50	528.877	274.451	535.530	298.761	528.877	554.114	414.341
100	604.428	302.323	610.999	321.266	604.428	633.308	482.039